

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO

FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA AGRÍCOLA



“ANÁLISIS COMPARATIVO DE METODOS DE
ESTIMACION DE AVENIDAS DE DISEÑO DEL RIO
VERDE-CABANILLA-PUNO”

TESIS

PRESENTADO POR:

ANGEL DARIO CANLLAHUI AQUISE

PARA OPTAR EL TITULO DE:

INGENIERO AGRICOLA

☆☆☆☆☆

PUNO – PERU

2013

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANOFACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA AGRÍCOLA"ANÁLISIS COMPARATIVO DE METODOS DE ESTIMACION DE AVENIDAS DE DISEÑO
DEL RIO VERDE-CABANILLA-PUNO"**TESIS**PRESENTADO A LA COORDINACION DE INVESTIGACION DE LA FACULTAD DE
INGENIERIA AGRICOLA, COMO REQUISITO PARA OPTAR EL TITULO DE:**INGENIERO AGRICOLA**

APROBADO POR:

PRESIDENTE DEL JURADO

:



M. Sc. Oscar Mamani Luque

PRIMER JURADO

:



M. Sc. Isidro Pilares Hualpa

SEGUNDO JURADO

:



M.Sc. Edilberto Velarde Coaquira

DIRECTOR DE TESIS

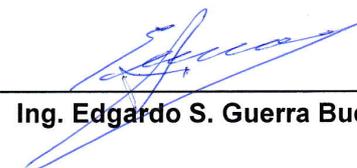
:



Dr. Eduardo Flores Condori

ASESOR

:



Ing. Edgardo S. Guerra Bueno

ÁREA : Ingeniería y Tecnología
TEMA: Estudios hidrológicos
LÍNEA: Recursos Hídricos

DEDICATORIA

A DIOS por darme la oportunidad de vivir y por estar conmigo en cada paso que doy, por ser mi guía, fortaleza y fuente inagotable de inspiración y sabiduría, pero sobre todo por permitirme disfrutar mis logros cerca de mis seres amados.

A mis padres Inocencio Sebastián Canllahui y Martina Aquise

Por ser el pilar fundamental en todo lo que soy, en toda mi educación, tanto académica, como de la vida, por su incondicional apoyo perfectamente mantenido a través del tiempo, más que nada, por su amor.

Y al ser que espero con mucho cariño y a la persona que comparte este amor.

Angel Dario

A G R A D E C I M I E N T O

Agradezco a todas aquellas personas e instituciones que de una u otra manera colaboraron en el logro de esta nueva meta.

A la Universidad del Altiplano, en especial a la Facultad de Ingeniería Agrícola por permitirme terminar mi formación académica y profesional.

A mis hermanos Rafael y Yeny, por estar conmigo y apoyarme siempre, los quiero mucho.

Agradezco al Ing. Edgardo Guerra; por toda la ayuda, apoyo y motivación que me brindan, por impulsar el desarrollo de nuestra profesión y para la elaboración de esta tesis.

Así mismo quiero agradecer a los miembros del jurado: Mg. Sc. Oscar Mamani Luque, Mg. Sc. Isidro Pilares Huallpa, Ing. Edilberto Velarde Coaquira por sus comentarios y sugerencias, y por toda la ayuda que me brindaron.

Así mismo a los profesores de la facultad de Ingeniería Agrícola.

A mis familiares, que de una u otra manera aportaron al desarrollo de mi formación.

También quisiera agradecer a mis amigos y compañeros que de una u otra manera aportaron al desarrollo de este trabajo de tesis, ya sea con conocimientos, información, apoyo o palabras de aliento en momentos difíciles.

MUCHAS GRACIAS.

Tabla de Contenido

RESUMEN.....	1
INTRODUCCION	2
1. PLAMTEAMIENTO DE LA INVESTIGACION.....	3
1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.	3
1.2. ANTECEDENTES.....	4
1.3. JUSTIFICACIÓN.....	5
1.4. OBJETIVOS.....	5
2. REVISION DE LITERATURA.....	6
2.1. CUENCANCA HIDROGRÁFICA.....	6
2.2. PARTES DE UNA CUENCA.....	8
2.3. TIPOS DE CUENCAS	8
2.4. CARACTERIZACIÓN DE CUENCAS.....	9
2.5. CLASIFICACIÓN DE MODELOS DE CUENCA.....	9
2.6. PRECIPITACIÓN.....	12
2.7. PRECIPITACION MAXIMA PROBABLE.....	15
2.8. CAUDAL.....	16
2.9. COMPONENTES DEL CAUDAL	16
2.10. CAUDALES MÁXIMOS.....	18
2.11. DEFINICIÓN DE MÁXIMA AVENIDA.....	20
2.12. ORIGEN Y FORMACIÓN DE UNA AVENIDA.....	20
2.13. MÉTODOS DE ESTIMACIÓN DE AVENIDAS.....	21
2.13.1. MÉTODO DIRECTO.....	21
2.13.2. MÉTODOS EMPÍRICOS.....	21
2.13.3. MÉTODO RACIONAL.....	21
2.13.4. MÉTODO DE MAC MATH.....	22
2.13.5. MÉTODO HIDROMÉTRICO.....	22
2.13.6. MÉTODO ESTADÍSTICO O PROBABILÍSTICO.....	22
2.13.7. HIDROLÓGIA ESTADÍSTICA.....	23
2.13.7.1. TRATAMIENTO PROBABILÍSTICO DE LA INFORMACIÓN HIDROLÓGICA.....	23
2.13.7.2. DEFINICION DE CONCEPTOS ESTADISTICOS.....	25
2.13.7.3. DISTRIBUCIONES DE PROBABILIDAD DE VARIABLES CONTINUAS.....	30
2.13.7.4. DEFINICIÓN DE PARÁMETROS ESTADÍSTICOS.....	34
2.13.7.5. ESTIMACION DE PARAMETROS DE DISTRIBUCIONES TEORICAS.....	35
2.13.7.6. AJUSTE A UNA DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDAD.....	39
3. MATERIALES Y METODOS.....	42
3.1. MATERIALES.....	42
3.2. UBICACIÓN DEL ESTUDIO.....	42
3.3. ANÁLISIS Y ESTUDIO DE LA CARTOGRAFÍA EXISTENTE	45
3.4. RECOLECCIÓN Y ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN HIDROMETEOROLÓGICA.....	45
3.5. COMPLETACIÓN Y EXTENSIÓN DE LA INFORMACIÓN HIDROMETEOROLÓGICA.....	45

3.6.	CARACTERIZACION DE LA CUENCA.....	45
3.6.1.	ÁREA DE CUENCA.....	46
3.6.2.	PERÍMETRO DE LA CUENCA.....	47
3.6.3.	LONGITUD MAYOR DEL RÍO (L).....	47
3.6.4.	FORMA DE LA CUENCA.....	47
3.6.5.	DENSIDAD DE DRENAJE.....	49
3.6.6.	PENDIENTE MEDIA DEL RÍO.....	51
3.7.	DETERMINACIÓN DE LA PRECIPITACIÓN MAXIMA DE LA CUENCA.....	51
	Pij = Precipitación de la estación del área de influencia i, en mm, en el período J.....	53
3.8.	DETERMINACIÓN DE LAS AVENIDAS DE DISEÑO MEDIANTE LA UTILIZACION DE METODOS EMPIRICOS.....	53
3.8.1.	MÉTODO RACIONAL.....	53
3.8.2.	PRECIPITACION MAXIMA DE DURACION.....	55
3.8.2.1.	CURVAS INTENSIDAD – DURACIÓN – FRECUENCIA.....	56
3.8.2.2.	TIEMPO DE CONCENTRACIÓN.....	56
3.8.3.	MÉTODO DE MAC MATH.....	59
3.8.4.	HIDROGRAMA UNITARIO.....	59
3.8.4.1.	CÁLCULO DEL CAUDAL PICO DEL HIDROGRAMA.....	60
3.9.	DETERMINACION DE LAS AVENIDAS DE DISEÑO MEDIANTE LA UTILIZACION DE METODOS PROBABILISTICOS.....	65
3.9.1.	MODELOS DE DISTRIBUCION.....	65
3.9.2.	DISTRIBUCIÓN NORMAL.....	65
3.9.3.	DISTRIBUCIÓN LOG NORMAL 2 PARAMETROS.....	66
3.9.4.	DISTRIBUCIÓN LOG NORMAL 3 PARÁMETROS.....	67
3.9.5.	DISTRIBUCIÓN GAMMA 2 PARÁMETROS.....	67
3.9.6.	DISTRIBUCIÓN GAMMA 3 PARÁMETROS.....	67
3.9.7.	DISTRIBUCIÓN LOG PEARSON TIPO III.....	68
3.9.8.	DISTRIBUCIÓN GUMBEL.....	68
3.9.9.	DISTRIBUCIÓN LOG GUMBEL.....	69
3.10.	PRUEBAS DE BONDAD DE AJUSTE.....	69
3.10.1.	PRUBA χ^2	69
3.10.2.	PRUEBA KOLMOGOROV – SMIRNOV.....	70
3.11.	DETERMINACIÓN DE NUEVAS RESTRICCIONES.....	71
4.	RESULTADOS Y DISCUSION.....	72
4.5.	DETERMINACIÓN DE NUEVAS RESTRICCIONES.....	107
5.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	108
6.	BIBLIOGRAFIA.....	110
7.	ANEXOS.....	111

Relación de Cuadros

Cuadro N° 4-1: Serie histórica de caudales máximos (m ³ /seg.) del río verde.	72
Cuadro N° 4-2: Serie histórica de precipitación máximas 24 horas estación Pampahuta	73
Cuadro N° 2-3: Parámetro Geomorfológicos de la cuenca del río Verde.	76
Cuadro N° 4-4: Intensidad determinada para cada periodo de retorno.	77
Cuadro N° 4-5: Tiempo de concentración de la cuenca del río Verde.....	78
Cuadro N° 4-6: Caudal máximo método Racional Y método Mac Math.	79
Cuadro N° 4-7: Caudal máximo (m ³ /seg) del río verde Hidrograma Unitario.	79
Cuadro N° 4-8: Caudales máximos método empíricos del río Verde	80
Cuadro N° 4-9: caudales máximos estimados con las distribuciones teóricas.	82
Cuadro N° 4-10: Cálculos de ajuste Smirnov Kolmogorov distribución normal.	92
Cuadro N° 4-11: Cálculos de ajuste Smirnov Kolmogorov distribución normal. 2 Parámetros	93
Cuadro N° 4-12: Cálculos de ajuste Smirnov Kolmogorov distribución Log Normal 3 parámetros.	95
Cuadro N° 4-13: Cálculos de ajuste Smirnov Kolmogorov distribución Gama de 2 parámetros.	96
Cuadro N° 4-14: Cálculos de ajuste Smirnov Kolmogorov distribución Gama de 3 parámetros.	98
Cuadro N° 4-15: Cálculos de ajuste Smirnov Kolmogorov distribución Log- pearson tipo III.....	99
Cuadro N° 4-16: Cálculos de ajuste Smirnov Kolmogorov distribución Gumbel.	101
Cuadro N° 4-17: Cálculos de ajuste Smirnov Kolmogorov distribución de log Gumbel.....	102
Cuadro N° 4-18: Comparación de métodos empíricos y métodos probabilísticos para la determinación de las avenidas de diseño.	105
Cuadro N° 7-20: Ubicación de las estaciones meteorológicas SENAMHI-PUNO	112

Relación de Tablas

Tabla 3-1: coeficiente de escorrentía método racional	54
Tabla 3-2: Formulas para el cálculo del tiempo de concentración.....	58
Tabla 3-3: Clasificación Hidrológica de los Suelos – SUCS	63
Tabla 3-4: Curvas de Escorrentía para los complejos Suelo – Cobertura (CN).64	

Relación de Figuras

Figura N° 1: Plano de ubicación del estudio	43
Figura N° 2: Plano de la cuenca hidrográfica del río Coata.....	44
Figura N° 3: Plano de la cuenca hidrográfica del río Verde.....	44
Figura n° 4: Hidrograma de caudales máximos mensuales históricos - río verde	74
Figura N° 5: Hidrograma de caudales máximos anuales históricos - río Verde.	74
Figura N° 6: Hidrograma de precipitación máxima 24 horas mensuales de la estación Pampahutas.	75
Figura N° 7: Hidrograma de precipitación máxima 24 horas anuales de la estación Pampahutas.	76
Figura N° 8: Curva ITF Intensidad determinada para cada periodo de retorno.	78
Figura N° 9: Caudales máximos método empíricos del río Verde T=100 años	80
Figura N° 10: Caudales máximos método empíricos del río Verde T=100 años	81
Figura N° 11: Caudales máximos estimados con las distribuciones teóricas para un periodo de retorno de 500 años.....	82
Figura N° 12: Caudales máximos estimados con las distribuciones teóricas que más se asemejan. Para un periodo de retorno de 500 años.....	83
Figura N° 13: Caudales máximos estimados con las distribuciones teóricas para un periodo de retorno de 100 años.....	83
Figura N° 14: Cálculos de ajuste Smirnov Kolmogorov distribución normal.	92
Figura N° 15: Cálculos de ajuste Smirnov Kolmogorov distribución normal. 2 Parámetros.	94
Figura N° 16: Cálculos de ajuste Smirnov Kolmogorov distribución Log Normal 3 parámetros.....	96
Figura N° 17: Cálculos de ajuste Smirnov Kolmogorov distribución Gama de 2 parámetros.	97
Figura N° 18: Cálculos de ajuste Smirnov Kolmogorov distribución Gama de 3 parámetros.	99
Figura N° 19: Cálculos de ajuste Smirnov Kolmogorov distribución Log-Pearson tipo III.....	100
Figura N° 20: Caudal Cálculos de ajuste Smirnov Kolmogorov distribución Gumbel.....	102
Figura N° 21: Cálculos de ajuste Smirnov Kolmogorov distribución de log Gumbel.....	103
Figura N° 22: comparación de métodos empíricos y métodos probabilísticos para la determinación de las avenidas de diseño.	106

RESUMEN

Las crecidas o avenidas son episodios temporales con caudales anormalmente altos que, periódicamente o excepcionalmente registra un punto o tramo de una corriente, por lo que cuantificarlas con bastante aproximación tiene gran importancia en el control y prevención de inundaciones, así como en el diseño de infraestructura para el aprovechamiento hídrico de un curso de agua, en razón a ello surge la necesidad de obtener avenidas de diseño cada vez más confiables, por lo que se han desarrollado diferentes técnicas para su estimación, como los métodos directos, empíricos, hidrométricos, de correlación hidrológica y estadísticos o probabilísticos

El objetivo es, efectuar el análisis comparativo de métodos de estimación de avenidas de diseño en el río Verde.

La metodología a utilizada para el desarrollo de este trabajo de investigación, se determina la precipitación máxima en la cuenca del río Verde, a partir de los datos meteorológicos de la, estación Pampahuta. Determinación de las avenidas de diseño mediante la utilización de métodos empíricos. A utilizarse en la estimación de las avenidas de diseño de río Verde que son; Racional, Mac Math, Hidrograma Unitario, determinación de las avenidas de diseño mediante la utilización de métodos probabilísticos, la determinación de las avenidas de diseño mediante los métodos probabilísticos, Distribución normal, Distribución log-normal de 2 ó 3 parámetros, Distribución gamma de 2 ó 3 parámetros, Distribución log-Pearson tipo III, Distribución Gumbel Distribución log-Gumbel Realizar la prueba de bondad de ajuste, estimación de caudales máximos. Utilizando factores de frecuencia.

De las conclusiones del análisis comparativo efectuado se establece que las avenidas de diseño estimado con métodos empíricos, Mac Math y los métodos probabilísticos Distribución Log-Pearson tipo III y distribución log Gumbel existe mucha diferencia en los resultados obtenidos, no dan resultados muy próximos a los obtenidos con el Empírico Racional, metodo de Hidrogama Unitario y los métodos probabilístico: distribución Normal, Log normal 2 Y 3 parámetros, distribución Gama 2 y 3, distribución, Gumbel, de resultados muy próximos.

INTRODUCCION

La estimación de caudales máximos asociados a determinados periodos de retorno de diseño es fundamental en muchas aplicaciones de la Ingeniería Hidráulica. En la determinación de valores extremos normalmente se estará en alguno de los siguientes escenarios: Caso de un río con registros de Q_{max}

El primero de los casos normalmente se aborda haciendo uso de las distribuciones probabilísticas más usuales: Normal Log Normal de 2 Parámetros Log Normal de 3 Parámetros Gamma de 3 Parámetros o Pearson tipo III Log Gamma de 3 Parámetros o Log Pearson tipo III Gumbel viendo de emplear la distribución de mejor ajuste de acuerdo a los resultados obtenidos a partir de pruebas como Chi-Cuadrado o Kolmogorov-Smirnov.

En el segundo caso, al no contarse con estaciones de aforo que proporcionen registros de descargas máximas, se tendrá que acudir a métodos alternativos, basados la mayoría de ellos en datos de precipitación máxima en 24 horas y en las características físicas de la cuenca, para así inferir los caudales máximos asociados a un cierto periodo de retorno que podrían presentarse en la zona de interés de un proyecto en estudio.

Con los métodos más usuales disponibles para la estimación de Q_{max} , tales como: Fórmula racional Método Mac math, Método del hidrograma unitario.

El presente trabajo pretende efectuar el análisis comparativo de métodos de estimación de avenidas de diseño en el río Verde, mediante la utilización de métodos empíricos y modelos probabilísticos

1. PLANTEAMIENTO DE LA INVESTIGACION

1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.

Las crecidas o avenidas son episodios temporales con caudales anormalmente altos que, periódicamente o excepcionalmente registra un punto o tramo de una corriente, por lo que cuantificarlas con bastante aproximación tiene gran importancia en el control y prevención de inundaciones, así como en el diseño de infraestructura para el aprovechamiento hídrico de un curso de agua.

En razón a ello surge la necesidad de obtener avenidas de diseño cada vez más confiables, por lo que se han desarrollado diferentes técnicas para su estimación, como los métodos directos, empíricos, hidrométricos, de correlación hidrológica y estadísticos o probabilísticos.

Una limitante fundamental en la utilización de los métodos estadísticos o probabilísticos en la cuenca del río Verde así como en muchas de las cuencas de nuestra región, es la falta de información hidrométrica, ante esta situación es frecuente recurrir al uso de los métodos empíricos para la estimación de avenidas de diseño.

Muchos de estos métodos empíricos fueron desarrollados para condiciones muy distintas a las existentes en nuestra región, por lo que su aplicación en la cuenca del río Verde debe efectuarse teniendo en consideración las restricciones de aplicación establecidas en cada uno de ellos.

En razón a lo expuesto; se plantea la problemática a través de las siguientes interrogantes:

¿Qué métodos de estimación de avenidas de diseño proporcionan resultados más confiables?

¿De qué manera las restricciones establecidas en los métodos empíricos influyen en la determinación de las avenidas de diseño?

¿Cuánta variación existe entre las avenidas de diseño obtenidas por métodos empíricos y métodos probabilísticos?

¿Bajo qué nuevas restricciones se pueden aplicar los métodos empíricos para la determinación de avenidas de diseño en la cuenca del río Verde?

1.2. ANTECEDENTES

Dentro los trabajos de investigación realizados en el ámbito de la cuenca del lago Titicaca tenemos:

- Estudio de Prefactibilidad Irrigación Yocara II, Volumen II - Hidrología, realizado por PRORRIDRE (Gobierno Regional de Puno). Presenta un estudio hidrológico de la cuenca del río Cabanillas con fines de realizar el balance hídrico de la cuenca, realizado en 2006.
- Estudio de Factibilidad del Proyecto Integral Lagunillas II, Tomo B: Formulación y evaluación del Proyecto; realizado por la C y A Consultores y Asesores Asociados SRL, Octubre 1985. Describe un balance hídrico del Sistema Integral Lagunillas, para ello realiza una simulación bajo varios escenarios de operación, asimismo con respecto al cálculo de las demandas hídricas agrícolas asume una eficiencia de riego promedio de 70% para un sistema de riego por gravedad. Por consiguiente la demanda hídrica de las áreas bajo riego totales del sistema son satisfechas. Para el cálculo de la oferta hídrica no se ha realizado un análisis hidrológico de la cuenca, solamente se utilizó los caudales aforados disponibles en río Verde y Lagunillas.
- Estudio a Nivel de Prefactibilidad Bocatoma Irrigación Yanarico II, realizado por PRORRIDRE PRASTER (Gobierno Regional de Puno). Presenta un estudio de la cuenca del río Cabanillas hasta el punto de captación de la bocatoma de la Irrigación Yanarico con fines de realizar el balance hídrico de la cuenca, realizado en 2004.
- Perfil del Proyecto Irrigación Cabanilla II Etapa II, realizado por PRORRIDRE PRASTER (Gobierno Regional de Puno). Presenta un estudio de la cuenca del río Cabanillas hasta el punto de captación de la bocatoma de la Irrigación Cabanilla con fines de realizar el balance hídrico de la cuenca, realizado en 2004.
- Estudio a Nivel de Prefactibilidad Bocatoma Irrigación Yocara II, realizado por PRORRIDRE PRASTER (Gobierno Regional de Puno). Presenta un estudio de la cuenca del río Cabanillas hasta el punto de

captación de la bocatoma de la Irrigación Yocara con fines de realizar el balance hídrico de la cuenca, realizado en 2007.

1.3. JUSTIFICACIÓN

Dada la necesidad de conocer con cierto grado de aproximación la magnitud de las crecidas o avenidas que se presenta en el río Verde, este trabajo de investigación centrará sus esfuerzos en la determinación de las avenidas de diseño mediante la utilización de métodos empíricos teniendo en consideración las restricciones establecidas para cada uno de ellos, efectuar un análisis comparativo frente a modelos probabilísticos, así como el de establecer nuevas restricciones de aplicación de los métodos empíricos en la cuenca del río Huancané, con la finalidad de mejorar la capacidad de desempeño de estos modelos empíricos como estimadores de avenidas de diseño, ya que la determinación eficiente de las avenidas o crecidas del río Huancané permitirá prevenir y controlar inundaciones, así como efectuar diseños adecuados de infraestructura de aprovechamiento hídrico.

1.4. OBJETIVOS.

Objetivo general:

- Efectuar el análisis comparativo de métodos Empíricos y métodos Probabilísticos para la estimación de avenidas de diseño en el río Verde.

Objetivos específicos:

- Determinar las avenidas de diseño mediante la utilización de métodos empíricos teniendo en consideración las restricciones establecidos para cada uno de ellos.
- Determinar la capacidad de desempeño de los modelos empíricos como estimadores de avenidas de diseño frente a modelos probabilísticos en la cuenca del río Verde.
- Establecer nuevas restricciones de aplicación de los métodos empíricos en la cuenca del río Verde.

2. REVISION DE LITERATURA

2.1. CUENCA HIDROGRÁFICA.

Villón (2002), la cuenca de drenaje de una corriente, es el área de terreno donde todas las aguas caídas por precipitación, se unen para formar un solo curso de agua. Cada curso de agua tiene una cuenca bien definida para cada punto de su recorrido.

Delimitación. La Delimitación de una cuenca, se hace sobre un plano o mapa a curvas de nivel siguiendo las líneas de divortium acuarum (parte aguas), la cual es una línea imaginaria, que divide a las cuencas adyacentes y distribuye el escurrimiento originado por la precipitación, que en cada sistema de corriente, fluye hacia el punto de salida de la cuenca. El parteaguas está formado por los puntos de mayor nivel topográfico y cruza las corrientes en los puntos de salida, llamado estación de aforo.

Una cuenca se puede clasificar atendiendo a su tamaño, en cuenca grande y cuenca pequeña.

Cuenca grande, es aquella cuenca en la que predominan las características fisiográficas de la misma (pendiente, elevación, área, cause), una cuenca para fines prácticos se considera grande, cuando el área es mayor de 250 km².

Cuenca pequeña, es aquella cuenca que corresponde a las lluvias de fuerte intensidad y pequeña duración, en la cual las características física (tipo de suelo, vegetación) son más importantes que las del cauce. Se considera cuenca pequeña aquella cuya área varía desde unas pocas hectáreas hasta un límite, que para propósitos prácticos, se considera 250 km².

Calculo del área de una cuenca debido a que la forma de la cuenca es muy irregular, el cálculo del área de una cuenca no se puede realizar por formulas geométricas. Sin embargo, existen los siguientes métodos para su cálculo:

- Uso de la balanza analítica.
- Uso del planímetro.

Vásquez V. (2000). Es el área o unidad de territorio, delimitada por una divisoria topográfica (divortium aquarum), que capta la precipitación y

drena el agua de escorrentía hasta un colector común, denominado río principal.

Esta definición encierra claramente una concepción hidrológica del término cuenca hidrográfica.

Cuenca hidrográfica es la superficie cuyas aguas fluyen aun mismo río lago o mar.

Con el trascurrir de los años esta definición se vio restringida, teniéndose a la fecha dos más integrales sobre cuenca hidrográfica:

Cuenca hidrográfica. Es el sistema que interrelaciona factores naturales, sociales, económicos, políticos e instituciones y que son variables en el tiempo.

Cuenca hidrográfica. Es el área o ámbito geográfico, delimitado por el divortium aquarum, donde ocurre el ciclo hidrológico e interactúan los factores naturales, sociales, económicos, políticos e institucionales y que son variables en el tiempo.

“la cuenca hidrográfica es un ámbito geográfico natural donde ocurre el ciclo hidrológico; es el área drenada hacia un río, identificado por su peculiar topografía y delimitada por su divisorias de aguas... en un sentido amplio incluye el aire, la luz solar, la flora y la fauna que se sitúan alrededor de una fuente de agua principales que funcionan como colectora”.

Un tema de permanente discusión es el referente a los conceptos de la cuenca, subcuenca y microcuenca. Por consideraciones prácticas se puede dar una definición para trabajos de maneje cuencas, rangos de área para cada unidad hidrográfica. Los rangos de área se determinaran en función del grado de ramificación de los cursos de agua. Corresponden a microcuenca los cursos de agua de 1º, 2º y 3º orden; a subcuencas los cursos de agua 4º y 5º orden, y a cuencas los recursos de agua de 6º o más orden. El número de orden de un curso de agua o río se inicia a partir del cauce más pequeño y teniendo como punto de referencia los límites definidos por el divortium aquarum.

Los rangos de área referenciales para las diferentes unidades hidrográficas, se pueden observar en el siguiente cuadro.

Unidad Hidrografica	Area (ha)
Cuenca	50000 - 800000
Sub-cuenca	5000 - 50000
Micro cuenca	< 5000

Vásquez V. (2000), una cuenca es un territorio y un área geográfica (suelo, agua, clima precipitación pluvial, escorrentía subterránea, etc.) delimitados por la colección del agua que se deriva en una fuente de agua. Esta contiene determinados recursos naturales que otorgan posibilidades a la vida humana y animal. Su hilo conductor es el ciclo hidrológico y la cultura de la población que ocupa y se relaciona con la naturaleza. Ese hilo se encuentra constantemente generándose, regenerándose o degenerándose, con la intervención del hombre y su sociedad, los cuales forman juntos un todo indivisible con la naturaleza.

Los elementos más importantes de una cuenca son: el agua, el suelo, el Clima, la vegetación, la topografía, la flora, la fauna y el hombre.

2.2. PARTES DE UNA CUENCA.

Vásquez V. (2000), las cuencas alto andinas normalmente constan de 3 partes:

- a. PARTE ALTA.- Estas comprenden altitudes superiores a los 3000 msnm. Llegando en algunos casos hasta los 6000 msnm. En tales áreas se concentra el mayor volumen de agua, dado que allí la precipitación pluvial es intensa y abundante. La precipitación total anual promedio alcanza los 1000 – 2000 mm/año.
- b. PARTE MEDIA.- Es la comprendida entre los 800 y 3000 msnm. Las precipitaciones promedio que caen en estas zonas varían entre los 100 – 1000 mm/año.
- c. PARTE BAJA.- Abarcan desde el nivel del mar hasta los 800 msnm. La precipitación promedio que cae en la zona es muy escasa siendo menor a 100 mm/año.

2.3. TIPOS DE CUENCAS

Existen tres tipos de cuencas:

Exorreicas: drenan sus aguas al mar o al océano. Un ejemplo es la cuenca del Plata, en Sudamérica.

Endorreicas: desembocan en lagos, lagunas o salares que no tienen

comunicación fluvial al mar. Por ejemplo, la cuenca del río Desaguadero, en Bolivia.

Arreicas: las aguas se evaporan o se filtran en el terreno antes de encauzarse en una red de drenaje. Los arroyos, aguadas y cañadones de la meseta patagónica central pertenecen a este tipo, ya que no desaguan en ningún río u otro cuerpo hidrográfico de importancia. También son frecuentes en áreas del desierto del Sáhara y en muchas otras partes.

2.4. CARACTERIZACIÓN DE CUENCAS.

Vásquez (2000), Las características fisiográficas de la cuenca puede ser explicado a partir de ciertos parámetros o constantes que se obtienen del procesamiento de la información cartográfica y conocimiento de la topografía de la zona de estudio. La cuenca como unidad dinámica natural es un sistema hidrológico en el que se reflejan acciones recíprocas entre parámetros y variables. Las variables pueden clasificarse en variables o acciones externas, conocidas como entradas y salidas al sistema, tales como: precipitación, escorrentía directa, evaporación, infiltración, transpiración; y variables de estado, tales como: contenido de humedad del suelo, salinidad, cobertura vegetal, entre otros. Los parámetros en cambio permanecen constantes en el tiempo y permiten explicar las características fisiomorfométricas de la cuenca.

2.5. CLASIFICACIÓN DE MODELOS DE CUENCA.

MODELOS MATERIALES VERSUS MODELOS FORMALES.

Ponce (1992), los modelos de cuenca pueden ser agrupados en dos categorías generales: (1) material y (2) formal. Un modelo material es una representación física del prototipo, más simple en estructura pero con propiedades que reúnen las del prototipo. Los ejemplos de modelos de cuencas materiales son simuladores de lluvia y cuencas experimentales. Un modelo formal es una abstracción matemática de una situación idealizada que preserva las propiedades estructurales importantes del prototipo. Ya que los modelos formales son invariablemente matemáticos en naturaleza, es costumbre referirse a ellos como modelos matemáticos. Los modelos matemáticos que se usan con la ayuda de una computadora se denominan modelos computacionales. Muchos modelos

computacionales de cuenca han sido desarrollados a lo largo de las últimas tres décadas.

Los modelos materiales de cuenca son caros y de aplicabilidad limitada. Por el contrario, los modelos formales están rápidamente disponibles, son altamente flexibles, y comparativamente económicos para utilizar. De allí que no resulte una sorpresa que los modelos formales (matemáticos) sean la herramienta preferida en la solución de los problemas del modelado de cuencas.

Tipos de modelos matemáticos de cuencas.

Un modelo matemático de cuenca consiste en varios componentes, cada uno describe cierta fase o fases del ciclo hidrológico. Un modelo matemático puede ser de tres tipos: (1) teórico, (2) conceptual, o (3) empírico. Los modelos teóricos y empíricos son exactamente opuestos en significado, con modelos conceptuales que se ubican entre ellos. En suma, un modelo matemático puede ser determinístico o probabilístico, lineal o no lineal, invariable en el tiempo o variable en el tiempo, global o distribuido, continuo o discreto, analítico o numérico, evento guiado o proceso continuo.

En la práctica del modelado de cuenca, cuatro tipos generales de modelos matemáticos se reconocen comúnmente: (1) determinísticos, (2) probabilísticos, (3) conceptuales, y (4) paramétricos. Los modelos determinísticos son formulados siguiendo fórmulas de la física y/o procesos químicos descritos por ecuaciones diferenciales. Un modelo determinístico es formulado en términos de un grupo de variables y parámetros y ecuaciones relacionadas a ellos. Un modelo determinístico implica una relación causa-efecto entre los valores de los parámetros elegidos y los resultados obtenidos de la aplicación de las ecuaciones. Idealmente, un modelo determinístico debería proveer el mejor detalle en la simulación de los procesos físicos o químicos. En la práctica, sin embargo, la aplicación de modelos determinísticos está asociada frecuentemente a la incapacidad del modelo o del modelador de resolver la variabilidad temporal y espacial del fenómeno natural en incrementos suficientemente pequeños.

Los modelos probabilísticos son exactamente lo opuesto en significado a los modelos determinísticos. Un modelo probabilístico se formula siguiendo las leyes del azar o probabilidad.

Los modelos probabilísticos son de dos tipos: (1) estadísticos, y (2) estocásticos. Los modelos estadísticos tratan con ejemplos observados, mientras que los modelos estocásticos con la estructura del azar observada en ciertas series hidrológicas temporales - por ejemplo, flujos diarios de corriente en cuencas de tamaño medio. El desarrollo de modelos estadísticos requieren invariablemente el uso de datos; los modelos estocásticos enfatizan sobre las características estocásticas de los procesos hidrológicos.

Los modelos conceptuales son representaciones simplificadas de los procesos físicos, usualmente recaen sobre descripciones matemáticas (ya sean en forma algebraica o por ecuaciones diferenciales ordinarias), que simulan procesos complejos basándose en unas pocas claves de parámetros conceptuales. El uso extensivo de los modelos conceptuales en la ingeniería hidrológica refleja la complejidad inherente del fenómeno y la incapacidad práctica de considerar los componentes determinísticos en todas las instancias. De allí que los modelos conceptuales son sustitutos útiles y prácticos para los modelos determinísticos.

Los modelos paramétricos (esto es: empírico, o caja negra) son los más simples de todas las propuestas de modelado. Como su nombre indica, el énfasis de los modelos paramétricos está en los parámetros empíricos en los que está basada la solución. Usualmente, un modelo paramétrico consiste en una ecuación (o ecuaciones) algebraica que contiene uno o más parámetros a ser determinados por el análisis de datos u otro medio empírico. La aplicabilidad de los modelos paramétricos está restringida al rango de datos utilizados en la determinación de los valores de los parámetros. Los modelos paramétricos son útiles cuando los modelos conceptuales, determinísticos o probabilísticos no son prácticos o son demasiado caros.

2.6. PRECIPITACIÓN.

Ponce (1992), la precipitación, ya sea como lluvia o como nieve, es el proceso que guía el modelado de una cuenca. El escurrimiento de superficie es una consecuencia directa del exceso de lluvia y-o del deshielo de la nieve. La lluvia puede ser descripta en los siguientes términos: (1) intensidad, (2) duración, (3) profundidad, (4) frecuencia, (5) distribución temporal, (6) distribución espacial, y (7) corrección de área.

Intensidad de lluvia.

La intensidad de la lluvia varía ampliamente en el tiempo y en el espacio. En la práctica, es necesario hacer uso de promedios espaciales y temporales de modo de proveer descripciones útiles de lluvia. Para cuencas pequeñas, la intensidad de lluvia promedio durante un período igual al tiempo de concentración es usualmente el parámetro de lluvia primario. Para las cuencas de tamaño medio, el énfasis va desde la intensidad de la lluvia a la profundidad de la tormenta, la duración de la tormenta, y una distribución temporal de la lluvia conveniente. Para las cuencas grandes (esto es: cuencas de ríos) la distribución espacial de la lluvia se vuelve el factor de control.

Las tormentas de alta intensidad son usualmente de corta duración y cubren áreas relativamente pequeñas. Por el contrario, las tormentas de baja intensidad son típicamente de larga duración y cubren áreas grandes. Dependiendo del tamaño de la cuenca, de las condiciones de humedad antecedente, y cobertura de área de la tormenta, ambos tipos de tormentas, las de alta y baja intensidad; pueden producir eventos de escurrimiento de magnitud comparable. De allí que, una descripción de lluvia que recaiga exclusivamente en la intensidad constante de la lluvia está limitada a pequeñas cuencas.

Duración de la lluvia.

La duración del evento de lluvia o tormenta varía ampliamente, oscilando entre unos pocos minutos a varios días.

Altura de lluvia.

Para cuencas pequeñas la altura de lluvia implica asumir una intensidad de lluvia constante durante una cierta duración. La altura de lluvia se vuelve importante en el análisis de cuencas de tamaño medio, donde es utilizada junto con una tormenta de distribución adimensional elegida para desarrollar un hietograma. Los mapas isopluviales que muestran datos de frecuencia, duración y profundidad de tormenta a través de los EEUU han sido desarrollados por el Servicio Meteorológico Nacional.

Frecuencia de lluvia.

En general, cuanto más grande es la altura de la tormenta, más infrecuente es su ocurrencia. Relacionado íntimamente a la frecuencia está el concepto del período de retorno, definido como el promedio de tiempo que transcurre entre los acaecimientos de dos eventos de tormenta de la misma frecuencia. Los períodos de retorno normalmente usados en la práctica del diseño varían de 5 a 10 años para pequeñas tormentas drenaje, de 50 a 100 años para estructuras más importantes. La elección de la frecuencia de lluvia está usualmente basada en la práctica local y experiencia individual. Para proyectos importantes, especialmente aquellos donde el fallo puede resultar en pérdida de vida, la PMP es usada en vez de la frecuencia como la base para las determinaciones de flujo.

Distribución temporal.

La distribución temporal de una tormenta tiene un rol importante en la respuesta hidrológica de cuencas de tamaño medio. Para una altura de lluvia dada y una duración, la elección de la distribución temporal la de lluvia adimensional permite el desarrollo del hietograma de una tormenta de diseño.

Guevara (2004) Menciona que la precipitación es el principal vector de entrada del ciclo hidrológico y se refiere a la cantidad total de agua que cae sobre la superficie terrestre. Se presenta en forma líquida (lluvia, niebla y rocío o escarcha), o sólida (nieve y granizo). Se deriva del vapor de agua atmosférica; sus características están sometidas a la influencia de otros factores climáticos, tales como viento, temperatura y presión atmosférica. La humedad atmosférica es una condición necesaria pero no

suficiente para la formación de la precipitación. Primeramente se requiere del proceso de la condensación y luego otro proceso que cree las gotas de agua que deben precipitar.

La condensación se atribuye a una o más de las siguientes causas: (1) enfriamiento dinámico o adiabático; (2) mezcla de masas de aire de diferentes temperaturas; (3) enfriamiento por contacto; y (4) enfriamiento por radiación. Sin embargo, la causa más importante viene a ser el enfriamiento dinámico, la cual produce prácticamente toda la precipitación.

La condensación del vapor de agua en gotitas de nubes ocurre con la presencia de partículas higroscópicas muy pequeñas denominadas núcleos de condensación, constituidas por sal proveniente de los océanos, y productos de combustión que contiene ácido sulfúrico y nítrico. Estas partículas poseen un diámetro menor que un micrón (μ). Ocasionalmente se encuentran núcleos de condensación de hasta 5μ de diámetro.

El número de núcleos de sal existente varía entre 10 y 1000 por cm^3 ; mientras que las partículas de combustión dependen de la naturaleza de la región y de las operaciones industriales existentes. Normalmente se requiere desde unos segundos para producir una partícula de agua de 10μ sobre un núcleo de condensación hasta aproximadamente un día para formar una gota de lluvia de 3 mm de diámetro.

Villón (2002), la altura de precipitación que cae en un sitio dado, difiere de la que cae en los alrededores, aunque sea en sitios cercanos. Los pluviómetros registran la lluvia puntual, es decir, la que se produce en el punto en la que está instalada el aparato. Para muchos problemas hidrológicos, se requiere conocer la altura de precipitación media de una zona, la cual puede estar referida a la altura de precipitación diaria, mensual, anual, media mensual, media anual.

Altura de precipitación diaria, es la suma de las lecturas observadas en un día.

Altura de precipitación media diaria, es el promedio aritmético de las lecturas observadas en un día.

Altura de precipitación mensual, es la suma de las alturas diarias, ocurridas en un mes.

Altura de precipitación media mensual, es el promedio aritmético de las alturas de precipitación mensual, correspondiente a un cierto número de meses.

Altura de precipitación anual, es la suma de las alturas de precipitación mensual, ocurridas en un año.

Altura de precipitación media anual, es el promedio aritmético de las alturas de precipitación anual, correspondiente a un cierto número de años.

2.7. PRECIPITACION MAXIMA PROBABLE.

Chow (1994), menciona que dentro del contexto de la probabilidad de ocurrencia de eventos extremos, nace la interrogante de sobre cuál podría ser la magnitud de la creciente máxima probable. El análisis probabilístico sólo indica que a medida que la probabilidad de ocurrencia se acerca a cero, la magnitud de la creciente tiende al infinito. Pero como las crecientes son el resultado directo o indirecto de la precipitación, es lógico pensar que el valor máximo es establecido por limitaciones físicas.

Para obtener una idea del impacto que producirá una tormenta semejante a la máxima probable, consideremos sólo los efectos desastrosos ocasionados por las crecidas en las regiones inundables, las cuales se producen como consecuencia de tormentas severas mucho menores que la máxima probable. Muchas veces las estructuras hidráulicas (presas, puentes, defensas ribereñas, etc.) se ubican en lugares donde las fallas pueden producir daños catastróficos (instalaciones urbanas e industriales, vidas humanas, etc.), por lo que para su diseño se considera una seguridad absoluta, es decir, se selecciona el Caudal Máximo Probable (CMP), ya sea por razones humanitarias y/o económicas. El caudal máximo probable es una consecuencia directa de la precipitación máxima probable (PMP), por lo que, en la mayoría de los estudios hidrológicos se llevan a cabo estimaciones del límite superior para la precipitación.

La precipitación máxima probable (PMP) se define como la mayor altura teórica de lluvia para una duración dada físicamente posible, sobre una

cuenca en particular y en una cierta época del año. En otros términos, podría definirse a la PMP como aquella lluvia que ocasiona una creciente con una probabilidad de excedencia virtualmente nula.

2.8. CAUDAL.

Linsley & Franzini (1998), el caudal de un río es fundamental en el dimensionamiento de presas, embalses y obras de control de avenidas. Dependiendo del tipo de obra, se emplean los caudales medios diarios, con un determinado tiempo de recurrencia o tiempo de retorno, o los caudales máximos instantáneos. La forma de obtención de uno y otro es diferente y, mientras para los primeros se puede tomar como base los valores registrados en una estación de medición, durante un número considerable de años, para los segundos, es decir para los máximos instantáneos, muy frecuentemente se deben calcular a través de modelos matemáticos.

La medición práctica del caudal líquido en las diversas obras hidráulicas, tiene una importancia muy grande, ya que de estas mediciones depende muchas veces el buen funcionamiento del sistema hidráulico como un todo, y en muchos casos es fundamental para garantizar la seguridad de la estructura. Existen diversos procedimientos para la determinación del caudal instantáneo.

2.9. COMPONENTES DEL CAUDAL

Guevara, (2004), menciona que el escurrimiento o caudal se conforma de cuatro procesos o componentes que se diferencian por el tiempo que tardan en llegar a la estación de medición y por la vía de llegada: Escurrimiento superficial, escurrimiento subsuperficial, escurrimiento subterráneo y lluvia que cae sobre el cauce.

El Escurrimiento Superficial viene a ser el agua, proveniente de las precipitaciones, que fluye por gravedad sobre la superficie del terreno, siguiendo la pendiente natural; este componente del caudal es retardado por las irregularidades del suelos y la cobertura vegetal; se hace más rápido a medida que se acerca a los cursos de drenaje, donde adquiere mayor velocidad. Por lo tanto, una cuenca con una red hidrográfica densa descarga el escurrimiento superficial con una mayor prontitud que otras

con redes menos densas. El caudal máximo ocurre cuando llega a la estación de salida el escurrimiento superficial de la parte media de la cuenca, o cuando toda el área de la hoya esté aportando escorrentía. El escurrimiento superficial depende de factores como la naturaleza de la cuenca, topografía, manto vegetal, estado de humedad inicial y característica de la precipitación. Una lluvia corta de baja intensidad en terrenos permeables y secos producirá muy poco o ningún escurrimiento superficial; en terreno impermeable o suelos saturados, esa misma precipitación originará un escurrimiento superficial de cierta importancia. El escurrimiento subsuperficial denominado también interflujo o caudal hipodérmico es aquel que proveniente de las precipitaciones que se han infiltrado y que se desplaza lentamente por debajo, pero cerca de la superficie, sin llegar al nivel freático o agua subterránea, de forma tal que tiende a ser casi horizontal para aflorar en algún talud o en algún sitio de la superficie situado más abajo del punto de infiltración. Es igual a la diferencia entre el agua total infiltrada y la suma de la que repone la humedad del suelo y la que percola a los estratos impermeables (que llega al nivel freático). Varía con la con la naturaleza geológica del suelo y la topografía. Un estrato relativamente impermeable cercano a la superficie es un factor decisivo en el escurrimiento subsuperficial. Este componente del caudal ocurre con mucha frecuencia en las regiones cársticas, como consecuencia de la presencia de canales de circulación establecidos por la disolución del material calcáreo de ese tipo de suelos.

El escurrimiento subterráneo o flujo base, está formado por el agua infiltrada que percola hacia la zona de saturación del perfil del suelo, incrementando el nivel de las aguas subterráneas y sale a la red hidrográfica debido a la gradiente hidráulica, originando el caudal base de los ríos. Es el caudal de estiaje o de la estación seca del año y desempeña un papel regulador del nivel freático. También depende de la estructura y geología del suelo y subsuelo, de la intensidad de la lluvia y de las características físicas del perfil del suelo, entre las cuales, la principal es la permeabilidad.

La recarga de agua subterránea varía de un sitio a otro y de una época del año a otra debido a las condiciones de entrada que son variables y del carácter de la precipitación. El agua de la lluvia que ocurre en exceso al humedecimiento del suelo, es decir, después que se satisface la diferencia de humedad del suelo entre el momento en que se inicia la precipitación y el momento en el cual el suelo se satura, es la que recarga al reservorio o almacén de aguas subterráneas. Una condición que afecta considerablemente la recarga es el tipo de vegetación. Una zona boscosa produce mayor recarga que un terreno arable, el agua es limpia y no obstruye los intersticios de penetración. La topografía del terreno influye en la recarga, pues en zonas de grandes pendientes es mayor el escurrimiento superficial que el subterráneo, ya que, a mayor pendiente, menor oportunidad para que las aguas se infiltren.

La precipitación directa sobre el cauce es la porción de la lluvia, generalmente de pequeña magnitud, que desde el primer momento cae directamente sobre el curso de agua, cabalga sobre el flujo del cauce sin haber discurrido previamente por alguna de las vías que hemos indicado más arriba. Al extenderse la superficie de las corrientes captará ligeramente más precipitación en beneficio del caudal del cauce, el cual aumenta mientras continúa la lluvia. Este componente del escurrimiento puede ser importante si la cuenca contiene cuerpos de agua de grandes dimensiones, como lagos naturales o artificiales (embalses).

2.10. CAUDALES MÁXIMOS.

Una creciente es un evento que produce en niveles muy altos, en los cuales el agua sobrepasa la banca o inunda las zonas aledañas. Las crecientes causan daños económicos, pérdidas de vidas humanas o trastornan toda actividad social o económica de una región

Para el diseño de estructuras hidráulicas tales como bocatomas, canales, puentes, etc. Se debe calcular o estimar el caudal de diseño, que para esos casos, son los caudales máximos.

La magnitud del caudal de diseño, es función directa del periodo de retorno que se le asigne, el que a su vez depende de la importancia de la obra y de la vida útil de ésta.

Algunos métodos usados son:

- Método directo
- Métodos empíricos
- Métodos estadísticos

Villón. (2005), para diseñar:

- Las dimensiones de un cause
- Sistemas de drenaje
 - Agrícola
- Muros de encauzamiento para proteger ciudades y plantaciones
- Alcantarillas
- Vertederos demasías
- Luz en puentes

Se debe calcular o estimar el caudal de diseño, que para esos casos, son los caudales máximos.

La magnitud del caudal de diseño, es función directa del periodo de retorno que se le asigne, el que a su vez depende de la importancia de la obra y de la vida útil de esta.

Linsley & Franzini (1998); Para la determinación del caudal máximo instantáneo (q_{max}) ocurrido en una sección de control, en un lapso determinado, generalmente durante el transcurso del pasaje de una onda de avenida, debe disponerse de un instrumento registrador. Se expresan en m^3/s y se le asocia la fecha en que se ha registrado.

Es un parámetro importante para determinar la capacidad de escurrimiento en obras hidráulicas que no deben ser sobrepasadas, puesto que ese hecho acarrearía daños importantes.

Cuando se cuenta con registros plurianuales de caudales se suele definir una serie de caudales máximos instantáneos para cada año, de esta forma se pueden desarrollar estudios estadísticos y asociar dichos caudales a tiempos de retorno.

2.11. DEFINICIÓN DE MÁXIMA AVENIDA.

Guevara (2005), define como un múltiplo de las descargas medias diarias, el cual puede ser de 3-5 veces.

MOLINA (1995), define como la máxima descarga de un río, o el caudal que haya superado a todas las demás observadas durante un período de tiempo.

Sotero (1987), define como el mayor volumen de agua que pasa por un determinado punto de control, a consecuencia de una fuerte precipitación.

Rocha (1993) Las avenidas son fenómenos naturales que suelen causar grandes daños en todo el mundo. Debemos precisar que no es lo mismo avenida que inundación. Una avenida es fundamentalmente un fenómeno hidrometeorológico; que se debe a las condiciones naturales. En cambio una inundación es el desbordamiento de un río por incapacidad de su cauce para contener el caudal que se presenta.

Chávez (1994) La importancia del análisis de las crecidas obedece a la necesidad de definir las magnitudes de éstas para determinar finalmente el caudal de diseño necesario para que el ingeniero plantee las soluciones adecuadas a problemas como los sistemas de protección contra crecientes, se trata de proyectos de obras que protejan contra los daños que puedan ocasionar las inundaciones, la erosión por las fuertes correntadas, etc., en las poblaciones, en las áreas cultivadas, centros de trabajo, vías de comunicación, etc., es decir, de sistemas importantes para la vida y bienestar humanos. Su máxima importancia tiene tugar cuando hay amenaza directa para la vida de las personas.

2.12. ORIGEN Y FORMACIÓN DE UNA AVENIDA.

La formación de una avenida tiene como fuentes de origen a las precipitaciones y fusión de nieves, principalmente. La máxima avenida, generalmente se produce a causa de una precipitación excepcional por su intensidad, duración y extensión.

2.13. MÉTODOS DE ESTIMACIÓN DE AVENIDAS.

2.13.1. MÉTODO DIRECTO.

Villón (2005), Este método no tiene una aplicación estadística-matemática, pero da una información útil. Consiste en elegir un tramo característico de un río, y en ella se fijan las cotas máximas alcanzadas por el agua; a partir de éstas cotas se estiman los caudales máximos. Los errores que se cometen en el cálculo de los caudales se deben a los cambios bruscos de las secciones del cauce y a la variación de la relación nivel-caudal.

2.13.2. MÉTODOS EMPÍRICOS.

Villón (2005), existe una gran variedad de métodos empíricos, en general todos se derivan del método racional.

Debido a su sencillez, los métodos empíricos tienen gran difusión pero pueden involucrar grandes errores, ya que el proceso de escurrimiento, es muy complejo como para resumirlo en una fórmula de tipo directo, en la que solo intervienen el área de la cuenca y un coeficiente de escurrimiento.

2.13.3. MÉTODO RACIONAL.

Chow (1994), el método racional es el más utilizado para el cálculo de caudales; a pesar de que se le ha criticado mucho, se sigue utilizando por su simplicidad.

Villalobos (2003), este método se basa en la suposición de que el máximo caudal que ocurrirá por efecto de una lluvia, se da cuando la duración de esta es igual a tiempo de concentración (T_c). Se define como tiempo de concentración de una cuenca, o área específica, "al tiempo transcurrido desde que una gota de agua cae en el punto más alejado de la salida, hasta que llega a esta salida". Este tiempo depende de las características geográficas y topográficas del área de estudio.

Cuando la duración de lluvia es igual al tiempo de concentración, toda la cuenca está contribuyendo al caudal en el punto de salida. Si la lluvia dura un tiempo mayor que el T_c , toda la cuenca está contribuyendo al caudal de salida, pero la intensidad de la lluvia es menor, ya que la duración es mayor, lo cual genera un

caudal menor. Si, por el contrario, la duración de la lluvia es menor al T_c , la intensidad de la lluvia es mayor, pero cuando cesa la lluvia, el agua que ha caído en los puntos más alejados aún no ha llegado a la salida; es decir, solo contribuye una parte de la cuenca a la escorrentía, por lo que el caudal será menor.

La fórmula racional se expresa de la siguiente forma:

$$Q = CIA / 360$$

Q = Caudal máximo expresado en m^3/s

C = Coeficiente de escurrimiento o factor de escurrimiento

I = máxima intensidad de la lluvia para una duración igual al tiempo de concentración mm/h .

A = área de la cuenca hidrográfica en has .

Villón (2005), el método racional puede ser aplicado a pequeñas cuencas de drenaje agrícola, aproximadamente si no exceden a 1300 has ó 13 km .

2.13.4. MÉTODO DE MAC MATH.

Villón (2005), la fórmula de Mac Math, para el sistema métrico es la siguiente:

$$Q = 0.0091CIA^{4/5}S^{1/5}$$

2.13.5. MÉTODO HIDROMÉTRICO

Este método está basado en la relación causa-efecto. El caudal máximo se calcula a partir de una lluvia extraordinaria que cae en la parte alta de la cuenca, y del mecanismo de escurrimiento. Dentro de éste método tenemos el hidrograma unitario, hidrograma sintético y a las curvas isocronas.

2.13.6. MÉTODO ESTADÍSTICO O PROBABILÍSTICO

Este método consiste en calcular el caudal máximo en función a la distribución de frecuencias de una serie histórica y al comportamiento teórico de una curva de frecuencias. Entre las funciones de distribución de frecuencias teóricas que más se utilizan en el estudio

de máximas avenidas, tenemos a las siguientes: Log normal 2 parámetros, Log normal 3 parámetros, Extrema tipo I y Pearson tipo III.

2.13.7. HIDROLOGÍA ESTADÍSTICA.

Chow, (hidrología Aplicada), los procesos hidrológicos evolucionan en el espacio y en el tiempo en una forma que es parcialmente predecible, o determinística, y parcialmente aleatoria. Un proceso de este tipo se conoce con el nombre de proceso estocástico. En algunos casos, la variabilidad aleatoria del proceso es tan grande comparada con su variable determinística, que se justifica que el hidrólogo trata el proceso como puramente aleatorio. De esta manera, el valor de una observación del proceso no esta correlacionada con los valores de observaciones adyacentes, y las propiedades estadísticas de todas las observaciones son iguales.

2.13.7.1. TRATAMIENTO PROBABILÍSTICO DE LA INFORMACIÓN HIDROLÓGICA.

Chow. (Hidrología aplicada), una variable aleatoria X es una variable discreta por una distribución de probabilidad. La distribución determina la posibilidad de una observación x de la variable caiga en un rango especificado de X .

Si X es la precipitación anual en un lugar especificado, entonces la distribución de probabilidad de que la precipitación anual observada en un año dado caiga en un rango definido, tal como menos de 30 pulg, o 30 pulg – 40 pulg, y así sucesivamente.

Un conjunto de observaciones x_1, x_2, \dots, x_n de una variable aleatoria se denomina una muestra. Se supone que las muestras son sacadas de una hipotética población infinita que posee propiedades estadísticas constantes, mientras que las propiedades de una muestra puedan variar de una muestra a otra. El conjunto de todas las muestras posibles se puede extraer de una población se conoce como el espacio muestra, y eventos es un subconjunto del espacio muestral.

La probabilidad de un evento, $P(A)$, es la probabilidad de que esta ocurra cuando se hace una observación de la variable aleatoria. Las propiedades del evento pueden estimarse. Si una muestra de n observaciones tiene n_A valores en el rango de evento A , entonces la frecuencia relativa es n/n_A . A medida que el tamaño de la muestra aumente, la frecuencia relativa se convierte progresivamente en una estimación de la probabilidad del evento, es decir.

$$P(A) = \lim_{n \rightarrow \infty} \frac{n_A}{n}$$

Tales probabilidades se conocen como probabilidades objetivas o posteriores debido a que dependen concretamente de las observaciones de la variable aleatoria.

Las probabilidades de eventos obedecen a ciertos criterios.

a. probabilidad total. Si el espacio muestral Ω esta completamente dividido en m eventos o áreas no traslapadas A_1, A_2, \dots, A_m , entonces.

$$P(A_1) + P(A_2) + \dots + P(A_m) = P(\Omega)$$

b. Complementariedad. Se sigue que si \bar{A} es el complemento de A , es decir, $\bar{A} = \Omega - A$, entonces.

$$P(\bar{A}) = 1 - P(A)$$

c. Probabilidad condicional. Supóngase que existen dos eventos A y B . el evento A podría ser el que la precipitación de este año fuera menor a 40 pulg mientras que B podría ser el evento de que la precipitación del próximo año sea menor que 40 pulg. La intersección es $A \cap B$, el evento de que tanto A como B ocurran, es decir, dos años sucesivos con precipitación anual menor de 40 pulg. Si $P(B/A)$ es la probabilidad condicional de que ocurra B dado que ya ha ocurrido A ,

entonces la probabilidad conjunta de que A y B ocurran, $P(A \cap B)$, es el producto de $P(B/A)$ y la probabilidad de que A ocurra, es decir, $P(A \cap B) = P(B/A)P(A)$, o

$$P(B/A) = \frac{P(A \cap B)}{P(A)}$$

Si la ocurrencia de B no depende de la ocurrencia de A se dice que los eventos son independientes y $P(B/A) = P(B)$. para eventos independientes de 2.4.

$$P(A \cap B) = P(A)P(B)$$

2.13.7.2. DEFINICION DE CONCEPTOS ESTADISTICOS.

- a. **Espacio Muestral.-** Es el conjunto de todos los resultados posibles de un experimento estadístico y se representa con el símbolo S. Cada resultado de un Espacio Muestral se le llama elemento o miembro del Espacio Muestral o simplemente punto Muestral.
- b. **Eventos.-** Un evento es un subconjunto de un Espacio Muestral. Son los resultados posibles que se pueden presentar en la realización de un experimento.
- c. **Probabilidad.-** La probabilidad de un evento, $P(A)$ es la posibilidad de que este ocurra cuando se hace una observación de la variable aleatoria. Si una muestra de N observaciones tiene N_A valores en el rango del evento A, entonces $P(A) = N_A/N$.

Las probabilidades obedecen a ciertos principios:

Probabilidad total: si en el Espacio Muestral S, está completamente divididos en "m" eventos o áreas no traslapadas A_1, A_2, \dots, A_m , entonces:

$$P(A_1) + P(A_2) + \dots + P(A_m) = P(S) = 1.$$

Complementariedad: En un Espacio Muestral S , si A' es el complemento de A , entonces: $P(A') = 1 - P(A)$.

Probabilidad condicional: En un Espacio Muestral S , si existen en ella dos eventos A y B , la probabilidad de que el evento B ocurra cuando ya ocurrió algún evento A , se denomina probabilidad condicional y se denota por $P(B|A)$. Esta probabilidad se define como:

$$P(B|A) = \frac{P(A \cap B)}{P(A)}, \text{ Si } P(A) > 0$$

Si la ocurrencia de B no depende de la ocurrencia A se dice que los eventos son independientes, entonces $P(B|A) = P(B)$ y $P(A|B) = P(A)$

d. Variable aleatoria.- Es una función que asocia un número real con cada elemento del Espacio Muestral. A una variable aleatoria se le conoce también como una variable estocástica, porque sus valores son números reales que no pueden predecirse con certeza antes de ocurrir el fenómeno, es decir ocurren al azar.

Las clases de variables aleatorias son:

Variable aleatoria discreta.- Se dice que una variable aleatoria es discreta si se pueden contar su conjunto de resultados posibles. El Espacio Muestral contiene un número finito de posibilidades.

Variable aleatoria continua.- Se dice que una variable aleatoria es continua cuando sus valores se encuentran en un rango continuo y pueden ser representados por cualquier número entero o decimal

e. Funciones de frecuencia y probabilidad.-

Chow. (Hidrología aplicada), si las observaciones de una muestra están idénticamente distribuidas (cada valor de la muestra extraído de la misma distribución de probabilidad), estas pueden ordenarse para formar un histograma de frecuencias. Primero, el rango factible de la variable aleatoria se divide en intervalos discretos, luego se cuenta el número de observaciones que cae en cada uno de los intervalos y finalmente el resultado se dibuja como gráfica de barras.

Esta definición sirve para ver la prueba de bondad de ajuste por el método de Chi cuadrado.

Si las observaciones de una muestra están idénticamente distribuidas (cada valor de la muestra extraído de la misma distribución de probabilidad) estas pueden ordenarse para formar un histograma de frecuencia. Primero, el rango factible de la variable aleatoria se divide en intervalos discretos, luego se cuenta el número de observaciones que cae en cada uno de los intervalos y finalmente el resultado se dibuja como una gráfica de barras.

El ancho Δx del intervalo utilizado para construir el histograma de frecuencia se escoge tan pequeño como sea posible y de tal manera que caigan suficientes observaciones dentro de cada uno de los intervalos para que el histograma tenga una variación razonablemente suave en el rango de la información.

Si el número de observaciones n_i en el intervalo i , que cubre el rango $[X_i - \Delta x, X_i]$, se divide por el número total de observaciones n , el resultado se conoce como la función de frecuencia relativa $f_s(x)$:

$$f_s(x_i) = \frac{n_i}{n}$$

La cual es una estimación de $P(X_i - \Delta x \leq X \leq X_i)$, la probabilidad de que la variable aleatoria X caiga en el intervalo $[X_i - \Delta x, X_i]$. El subíndice s indica que la función se calcula utilizando información de la muestra.

La suma de los valores de las frecuencias relativas hasta un punto dado es la función de frecuencia acumulada $F_s(x)$:

$$F_s(x_i) = \sum_{j=1}^i f_s(x_j)$$

Es un estimativo de $P(X \leq X_i)$, la probabilidad acumulada de X_i .

Las funciones de frecuencia relativa y de frecuencia acumulada están definidas para una muestra; las funciones correspondientes para la población se aproximan con límites a medida que $n \rightarrow \infty$ y $\Delta x \rightarrow 0$.

En el límite la función de frecuencia relativa dividida por el intervalo de longitud Δx se convierte en la función de densidad de probabilidad $f(x)$:

$$F(x) = \lim_{\substack{n \rightarrow \infty \\ \Delta x \rightarrow 0}} \frac{f_s(x)}{\Delta x}$$

La función de frecuencia acumulada se convierte en la función de distribución de probabilidad $F(x)$.

$$f(x) = \lim_{\substack{n \rightarrow \infty \\ \Delta \rightarrow 0}} f_s(x)$$

Cuya derivada es la función de densidad de probabilidad.

$$f(x) = \frac{dF(x)}{dx}$$

Para un valor dado de x , $F(x)$ es la probabilidad acumulada $P(X \leq x)$, y puede expresarse como la integral de la función de densidad de probabilidad sobre el rango $X \leq x$:

$$P(X \leq x) = F(x) = \int_{-\infty}^x f(u) du$$

Dónde: $u =$ es una variable de integración auxiliar y.

Desde el punto de vista de ajuste de la información de la muestra a una distribución teórica, las cuatro funciones - frecuencia relativa $F_s(x)$ y frecuencia acumulada $F_s(x)$ para la muestra, y distribución de probabilidad $F(x)$ y densidad de probabilidad $f(x)$ para la población pueden ordenarse en un ciclo

f. Parámetros estadísticos.- El objetivo de la estadística es extraer la información esencial de un conjunto de datos, reduciendo un conjunto grande de números a un conjunto pequeño de números. Las estadísticas son números calculados de una muestra los cuales resumen sus características más importantes.

Los parámetros estadísticos son características de una población, tales como μ y σ en una ecuación. Un parámetro estadístico es el valor esperado E de alguna función de una variable aleatoria. Un parámetro simple es la media μ , el valor esperado de la variable aleatoria. Para

una variable aleatoria X , la media es $E(X)$, y se calcula como el producto de x y la correspondiente densidad de probabilidad $f(x)$, integrando sobre el rango factible de la variable aleatoria.

$$E(x) = \mu = \int_{-\infty}^{\infty} xf(x)dx$$

$E(X)$ es el primer momento alrededor del origen de la variable aleatoria, una medida del punto medio o "tendencia central" de la distribución.

La estimación por la muestra de la media es el promedio \bar{x} de la información de la muestra:

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i$$

el valor estimado de la muestra de la varianza esta dado por.

$$S^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2$$

En la cual el divisor es $n-1$ en lugar de n para asegurar la que la estadística de la muestra no sea sesgada, es decir, que no tenga una tendencia, en promedio, a ser mayor o menor que el valor verdadero. La varianza tiene dimensiones de $[X]^2$.

La desviación estándar σ es una medida de la variabilidad que tiene las mismas dimensiones de X . La cantidad de σ es la raíz cuadrada de la varianza y se estima por s , a medida que la desviación estándar aumenta, aumenta la dispersión de la información.

El coeficiente de variación $CV = \sigma/\mu$, estimado por s/x , es una medida adimensional de la variabilidad.

La simetría de una distribución alrededor de la media se mide utilizando la asimetría (oblicuidad) la cual es el tercer momento alrededor de la media:

$$E[(x - \mu)^3] = \int_{-\infty}^{\infty} (x - \mu)^3 f(x)dx$$

La asimetría normalmente se determina con la siguiente ecuación:

$$\gamma = \frac{1}{\sigma^3} E[(x - \mu)^3]$$

Un estimativo de la muestra de y está dado por:

$$C_s = \frac{n \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^3}{(n-1)(n-2)s^3}$$

2.13.7.3. DISTRIBUCIONES DE PROBABILIDAD DE VARIABLES CONTINUAS.

Chow (1994), menciona que las distribuciones de probabilidad de las variables continuas son las siguientes:

a. Distribución normal.- La distribución normal surge del teorema del límite central, el cual establece que si una secuencia de variables aleatorias X_i son independientes y están idénticamente distribuidas con media μ y varianza σ^2 , entonces la distribución de la suma de n de estas variables aleatorias, tiende hacia la distribución normal con media μ y varianza σ^2 ; a medida que n aumenta. El punto importante es que esto es cierto sin importar cuál es la función de distribución de probabilidad de X .

Así, por ejemplo, la distribución de probabilidad de la media de la muestra puede aproximarse como una distribución normal con media μ y varianza $(1/n)^2 n\sigma^2 = \sigma^2/n$ sin importar cuál es la distribución de x . Las variables hidrológicas, como la precipitación anual, calculadas como la suma de los efectos de muchos eventos independientes tienden a seguir la distribución normal. Las principales limitaciones de la distribución normal en la descripción de variables hidrológicas son, por un lado, que esta varia a lo largo de un rango continuo $[-\infty, \infty]$, mientras que la mayor parte de las variables hidrológicas son positivas, y por otro lado, que es simétrica alrededor de la media, mientras que la información hidrológica tiende a ser asimétrica.

b. Distribución Log normal.- Si la variable aleatoria $Y = \log X$ esta normalmente distribuida, entonces se dice que X esta distribuida en forma log normal. Chow (1954) llego a la conclusión de que esta distribución se aplica a variables hidrológicas formadas como productos de otras variables debido a que si $X = X_1 X_2 X_3 \dots X_n$, entonces

Y tiende a una distribución normal para valores grandes de n siempre y cuando los X_i sean independientes y estén idénticamente distribuidos.

La distribución lognormal tiene las ventajas sobre la distribución normal de que está limitada ($X > 0$) y de que la transformación log tiende a reducir la asimetría positiva comúnmente encontrada en información hidrológica, debido a que al tomar logaritmos se reducen en una proporción mayor los números grandes que los números pequeños.

Algunas limitaciones de la distribución log normal son, por un lado, que tiene solamente dos parámetros y, por otro lado, que requiere que los logaritmos de los datos sean simétricos alrededor de su media.

c. Distribución Gamma.- El tiempo que toma la ocurrencia de un número β de eventos en un proceso de Poisson está descrito por la distribución gamma, la cual es la distribución de una suma de β variables aleatorias independientes e idénticas, distribuidas exponencialmente.

La distribución gamma tiene una forma que varía suavemente similar a la función de densidad de probabilidad típica, y es muy útil para la descripción de variables hidrológicas asimétricas sin el uso de la transformación log. Se ha aplicado a la descripción de la distribución de profundidades de precipitación en tormentas, por ejemplo.

La distribución gamma incluye la función gamma $\Gamma(\beta)$, para un entero positivo β , y en general por:

$$\Gamma(\beta) = \int_0^{\infty} u^{\beta-1} e^{-u} du$$

La distribución gamma de dos parámetros (parámetros β y λ) tiene como límite inferior cero, lo cual es una desventaja para la aplicación a variables hidrológicas que tienen un límite inferior superior a cero.

d. Distribución Pearson tipo III.- también llamada la distribución gamma de tres parámetros, introduce en tercer parámetro el límite inferior e , de tal manera que por el método de los momentos, los tres momentos de la muestra (la media, la desviación estándar y el

coeficiente de asimetría) pueden transformarse en los tres parámetros λ , β y e , de la distribución de probabilidad.

El sistema de distribuciones Pearson incluye siete tipos: todos son soluciones para $f(x)$ en una ecuación de la forma.

$$\frac{d[f(x)]}{dx} = \frac{f(x)(x-d)}{C_0 + C_1x + C_2x^2}$$

Donde.

d es la moda de la distribución (el valor de x para el cual $f(x)$ es un máximo), y C_0, C_1 , y C_2 : son coeficientes que deben determinarse.

Por tanto, la distribución normal es un caso especial de la distribución Pearson tipo III para describir una variable no asimétrica.

La distribución Pearson tipo III se aplicó por primera vez en la hidrología por Foster (1924) para describir la distribución de probabilidad de picos de crecientes máximos anuales. Cuando la información es muy asimétrica positivamente, se utiliza una transformación log para reducir la asimetría.

e. Distribución de valor extremo.- Los valores extremos son valores máximos o mínimos seleccionados de conjuntos de datos. Por ejemplo, el caudal máximo anual en un lugar dado es el mayor caudal registrado durante un año y los valores de caudal máximo anual para cada año de registro histórico conforman un conjunto de valores extremos que puede analizarse estadísticamente. Fisher y Tippett han demostrado que las distribuciones de valores extremos seleccionados de conjuntos de muestras de cualquier distribución de probabilidad convergen en una de las tres formas de distribuciones de valor extremo, llamadas tipo I, II y III respectivamente, cuando el número de valores extremos seleccionados es grande.

Las propiedades de las tres formas limitantes fueron desarrolladas por Gumbel (1941) para la distribución de Valor Extremo tipo I (EVI, por sus siglas en inglés), por Frechet (1927) para la distribución de Valor Extremo tipo II (EVII) y por Weibull (1939) para la distribución de Valor Extremo tipo III (EVIII).

Jenkinson (1955) demostró que estas tres formas limitantes eran casos especiales de una distribución única llamada la distribución de Valor Extremo General (GEV, por sus siglas en inglés). La función de distribución de probabilidad para la GEV es

$$F(x) = \exp \left[- \left(1 - k \frac{x-u}{\alpha} \right)^{1/k} \right]$$

Dónde:

k , u , y α . Son parámetros

CHEREQUE (1989) indica que dada una variable aleatoria, interesará describir la probabilidad de ocurrencia de los distintos estados. Esto se consigue gracias a un modelo matemático de su comportamiento o modelo probabilístico. Esta distribución probabilística permite calcular: Las probabilidades de los distintos estados o valores que pueden tomar la variable aleatoria; La probabilidad de tener valores mayores o menores que un determinado límite y los valores de probabilidad de ocurrencia asociados a cada valor de la variable aleatoria.

Según se trate de variables discretas o continuas, se usarán modelos de distribución probabilísticos discretos o continuos. Serán modelos discretos aquellos cuya función densidad de probabilidad y función de probabilidad acumulada se encuentra definidas para determinados valores que puede tomar la variable.

Las principales distribuciones discretas son: Distribución Binomial y Distribución de Poisson

Las principales distribuciones continuas son: Distribución Uniforme, Distribución Normal, Distribución Log normal, Distribución Gamma y Distribuciones de Valores Extremos

APARICIO (1996), menciona que entre las funciones de distribución de probabilidad usados en hidrología, se estudian las siguientes: Normal, Log Normal, Pearson III y Gumbel

Las funciones Normal y Log Normal son generalmente apropiadas para variables aleatorias que cubren todo el rango de valores de los resultados posibles del experimento bajo análisis, como por ejemplo

los volúmenes de escurrimiento mensual en un río. Las funciones Gumbel se desarrollaron para el análisis de los valores extremos o mínimos anuales. La función Pearson Tipo III ocupa un lugar intermedio.

LINSLEY; menciona que sobre el análisis probabilístico de crecientes tiene aplicación también para la precipitación. Los valores de la precipitación máxima horaria o diaria generalmente se ajustan bien a distribuciones tales como la de Fisher-Tippett (de Valores Extremos Tipo I), Log Pearson, Log Normal o Gamma. En áreas húmedas donde el valor medio es alto, la precipitación mensual, por estaciones o la precipitación total anual se aproximará a una distribución Normal. En áreas secas una distribución asimétrica tal como Log-Pearson, Log Normal, Gamma y las transformadas raíz cuadrada y raíz cúbica de la distribución Normal producen ajustes mejores.

2.13.7.4. DEFINICIÓN DE PARÁMETROS ESTADÍSTICOS.

Chow. (Hidrológica Aplicada). El objetivo de la estadística es extraer la información esencial de un conjunto de datos, reduciendo un conjunto grande de números a un conjunto pequeño de números. Las estadísticas son números calculados de una muestra los cuales resumen sus características más importantes. Los parámetros estadísticos son características de una población, tales como: la media y la desviación estándar.

Un parámetro estadístico es el valor esperado E de alguna función de una variable aleatoria. Un parámetro simple es la media, el valor esperado de la variable aleatoria.

Para una variable aleatoria X , la media es $E(X)$, y se calcula como el producto de x y la correspondiente densidad de probabilidad $f(x)$, integrado sobre el rango factible de la variable aleatoria.

$$E(X) = \mu = \int_{-\infty}^{\infty} xf(x)dx \quad 2.6$$

$E(X)$ es el primer momento alrededor del origen de la variable aleatoria, una medida del punto medio o tendencia central de la distribución.

La estimación por la muestra de la media es el promedio \bar{x} de la información de la muestra:

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \quad 2.7$$

La variabilidad de la información se mide por medio de la varianza σ^2 , la cual es el segundo momento alrededor de la media.

$$E[(x - \mu)^2] = \sigma^2 = \int_{-\infty}^{\infty} (x - \mu)^2 f(x) dx \quad 2.8$$

El valor estimado de la muestra de la varianza esta dado por.

$$\sigma^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \quad 2.9$$

En el cual el divisor es $(n-1)$ en lugar de n para asegurar que la estadística de la muestra no sea sesgada, es decir, que no tenga una tendencia, en promedio, a ser el valor mayor o menor que el valor verdadero.

Villón. (2005), los parámetros de una distribución teórica, son variables que para cada conjunto de datos tienen un valor definido. Una vez que los parámetros quedan definidos, también queda definida la distribución teórica.

Por lo general, una función densidad o una función de distribución acumulada, pueden escribirse como una función de la variable aleatoria y en general como una función de sus parámetros.

Definición de parámetros. Dada una función de distribución con parámetros $\alpha, \beta, \gamma, \dots$, se llaman estimadores a los valores a, b, c, \dots , obtenidos a partir de los estadísticos de la muestra, que se supone pertenece a la población que se pretende caracterizar.

2.13.7.5. ESTIMACION DE PARAMETROS DE DISTRIBUCIONES TEORICAS.

Villon, (2005), menciona que para determinar los valores numéricos de los parámetros de la distribución teórica, a partir de los datos

muéstrales, se utilizan varios métodos de estimación, siendo en orden ascendente de menor a mayor eficiencia, los siguientes: Gráfico, Mínimos Cuadrados, Momentos y Máxima Verosimilitud.

a. Método grafico.- Consiste en plotear los valores de la distribución empírica sobre un papel especial, donde la distribución teórica asignada a priori, se puede representar como una línea recta, y de allí estimar los parámetros buscados.

Así.

- El papel de probabilidades normal, representa la distribución normal como una línea recta.
- El papel de probabilidades log-normal, representa la distribución log-normal como una línea recta.
- El papel de probabilidades extremas, representa la distribución Gumbel como una línea recta.

b. Método de mínimos cuadrados.- este método es más aplicable para la estimación de los parámetros de una ecuación de regresión; Por ejemplo, dada la recta de regresión lineal $Y=a+bx$; donde a y b son los parámetros.

El error entre el valor observado i y el teórico es: $E_i = y_i - a - bx_i$

La suma de los cuadrados de los errores de los valores observados es.

$$s = \sum_{i=1}^n e_i^2 = \sum_{i=1}^n (y_i - a - bx_i)^2$$

Esta suma puede minimizarse para a y b, esto se consigue derivando parcialmente S en función de cada estimado a y b, e igualando a cero, es decir:

$$\frac{\partial S}{\partial a} = -2 \sum_{i=1}^n (y_i - a - bx_i) = 0$$

$$\frac{\partial S}{\partial b} = -2 \sum_{i=1}^n X_i (y_i - a - bx_i) = 0$$

Estas últimas ecuaciones se denominan ecuaciones normales, las cuales resueltas dan para a y b:

$$b = \frac{\sum x_i y_i - \frac{\sum x_i \sum y_i}{n}}{\sum (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})} = \frac{\sum (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{\sum (x_i - \bar{x})^2}$$

$$a = \frac{\sum x_i^2}{n} - \frac{(\sum x_i)^2}{n^2} - \frac{\sum y_i}{n} - \frac{\sum x_i}{n} b$$

c. Método de momentos.- el principio básico de la estimación por el método de los momentos es establecer para cada función de distribución la relación entre los parámetros y los momentos centrales, de tal manera que:

$$\alpha = f_1 (\mu_1, \mu_1 + 1, \dots)$$

$$\beta = f_2 (\mu_2, \mu_2 + 1, \dots)$$

$$\gamma = f_3 (\mu_k, \mu_k + 1, \dots)$$

Dónde:

α, β, γ : son los parámetros de la función de distribución.

$\mu_1, \mu_2, \dots, \mu_k$: son los momentos con respecto a la media, o momentos centrales de la población.

Como los momentos son estimados a partir de los momentos de la muestra como estimadores sesgados o insesgados, el resultado que se obtienen será como estimadores sesgados o insesgados de los parámetros.

Cuando la distribución de probabilidad, a la que se estiman los parámetros por este método es simétrica y particularmente si es normal, se puede demostrar que este es un método muy eficiente, pero cuando las distribuciones son asimétricas y por lo tanto sesgadas, como sucede muy a menudo con la mayoría de las variables hidrológicas, el utilizar este método representa un pérdida de eficiencia en la estimación.

d. Método de máxima verosimilitud.- Dada una función densidad de probabilidad.

$$F(x, \alpha, \beta, \gamma, \dots)$$

Dónde:

$\alpha, \beta, \gamma, \dots$ Son los parámetros que deben ser estimados.

Se define la función verosimilitud de la muestra, como la productoria:

$$L = \prod_{i=1}^N f(x_i, \alpha, \beta, \gamma, \dots)$$

$$L = f(x_1, \alpha, \beta, \gamma, \dots) \cdot f(x_2, \alpha, \beta, \gamma, \dots) \dots f(x_N, \alpha, \beta, \gamma, \dots)$$

Siendo N, el tamaño de la muestra.

El método de máxima verosimilitud, consiste en estimar $\alpha, \beta, \gamma, \dots$ a partir de la muestra de tal manera que L sea máxima. Esto se obtiene por la diferenciación parcial de L con respecto a cada parámetro e igualando a cero.

Puesto que $f(x)$ es no negativa, un valor máximo de L será, en general positivo. Como el logaritmo natural $\ln L$ es una función monóticamente creciente de L, esta tiene un máximo precisamente en los puntos en que L tiene un máximo. Por lo tanto, se puede usar $\ln L$ en lugar de L, es decir:

$$L = \prod_{i=1}^N f(x_i, a, b, c, \dots) \Rightarrow \ln L = \sum_{i=1}^N \ln f(x_i, a, b, c, \dots)$$

Este artificio, permite transformar una productoria a una sumatoria, donde: a, b, c , son estimadores de $\alpha, \beta, \gamma, \dots$

Entonces el conjunto de ecuaciones de máxima verosimilitud es:

$$\frac{\partial \ln L}{\partial a} = \frac{\partial \ln L}{\partial b} = 0; \frac{\partial \ln L}{\partial c} = 0; \dots$$

El mismo que tiene tantas ecuaciones como incógnitas.

Las propiedades de los estimadores calculados por el método de máxima verosimilitud, son: Usualmente insesgado; si la eficiencia de estimadores existe para los parámetros $\alpha, \beta, \gamma, \dots$, el método puede producirlos y la solución de la ecuación de verosimilitud proporciona un estimador que converge al valor poblacional cuando el tamaño muestral tiende a infinito, por lo que el estimador es consistente.

2.13.7.6. AJUSTE A UNA DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDAD.

Chow. (Hidrología aplicada), una distribución de probabilidad es una función que representa la probabilidad de ocurrencia de una variable aleatoria. Mediante el ajuste de una distribución de un conjunto de datos hidrológicos, una cantidad de información probabilística en la muestra puede resumirse en forma compacta es la función y en sus parámetros asociados. El ajuste de distribuciones puede llevarse a cabo por varios métodos:

Villon. (2002), las pruebas de Bondad de ajuste, consisten en comprobar gráfica y estadísticamente, si la frecuencia empírica de la serie analizada, se ajusta a una determinada función de probabilidades teórica seleccionada a priori, con los parámetros estimados con base a los valores muestrales.

Las pruebas estadísticas, tienen por objeto la certidumbre que se obtiene al hacer una hipótesis estadística sobre una población.

Las pruebas de bondad de ajuste más utilizado son:

- a. Ajuste gráfico.
- b. Ajuste estadístico.
 - Chi cuadrado.
 - Smirnov Kolmogorov.

2.14. PRUEBA DE CHI CUADRADO.

Este método se basa en el cálculo de frecuencias, tanto en valores observados, como en valores esperados, para un número determinado de intervalos. Esta prueba es comúnmente usada, para verificar la bondad de ajuste de la distribución empírica a una distribución teórica conocida. Fue desarrollado por Karl Pearson en 1900.

La expresión general de la prueba de Chi cuadrado. Esta dada por:

$$x_c^2 = \sum_{i=1}^k \frac{(\theta_i - e_i)^2}{e_i}$$

Donde :

2.12

$$\sum_{i=1}^k \theta_i = \sum_{i=1}^k e_i = N$$

x_c^2 : Valor calculado de Chi cuadrado.

θ_i : Numero de valores observados en el intervalo de clase i.

e_i : Numero de valores esperados en el intervalo de clase i.

K : número de intervalos de clase.

2.15. PRUEBA SMIRNOV-KOLMOGOROV.- CONSISTE EN COMPARAR LAS DIFERENCIAS

Existentes entre la probabilidad empírica de los datos de la muestra y la probabilidad teórica, tomando el valor máximo del valor absoluto, de la diferencia entre el valor observado y el valor de la recta teórica del modelo, es decir:

$$\Delta = \text{máx. } |F(x) - P(x)|$$

Dónde:

Δ = estadístico de Smirnov-Kolmogorov, cuyo valor es igual a la diferencia máxima existente entre la probabilidad ajustada y la probabilidad empírica.

$F(x)$ = probabilidad de la distribución de ajuste o teórica.

$P(x)$ = Probabilidad experimental o empírica de los datos, denominada también frecuencia acumulada.

Las ventajas y limitaciones de esta prueba son:

- No requiere un conocimiento a priori de la función de distribución teórica.
- Es aplicable a distribuciones de datos no agrupados, es decir, no se requiere hacer intervalo de clase.
- Es aplicable a cualquier distribución teórica.
- Se aplica en la función de distribución acumulada y no en la función de densidad.

- Comparándola con la prueba chi – cuadrado, no hay condición de que cada clase de frecuencia deba contener un mínimo de 5 valores observados.
- No es una prueba exacta, sino una prueba aproximada.

3. MATERIALES Y METODOS

3.1. MATERIALES

Dentro de los materiales utilizados en la ejecución de esta investigación se tienen los siguientes:

- Equipo de Cómputo e impresión.
- Programas de cómputo (Microsoft Word, Microsoft Excel, Microsoft Power Point, AutoCAD, Hidroesta, etc.
- Información cartográfica: Cartas Nacionales escala 1:100,000 elaboradas por el Instituto Geográfico Militar – IGM, Hojas 31u, 32u.
- Información hidrometeorológica: Registros históricos de caudales máximos mensuales del río Verde, series históricas de precipitación máxima diaria de la estación Pampahutas.
- Material bibliográfico adquirido y existente.
- Útiles de escritorio.

3.2. UBICACIÓN DEL ESTUDIO.

Ubicación y demarcación de la unidad hidrológica.

La cuenca del Lago Titicaca, tiene como uno de sus principales afluentes al río Coata, el cual nace de la unión de los ríos Torococha y Ayabacas, el cual nace de la laguna Korihuata donde desemboca el río Juliaca; el río Juliaca nace de la intersección del río Lampa y Cabanillas, el río Cabanillas nace de la unión del río cerrillos y el río Verde es en el que se circunscribe el área del proyecto.

El Río Verde, cuyas nacientes se encuentran sobre los 4,800 m.s.n.m., se forma de la confluencia de los ríos Quillisane, Jalpamayo y tiene como principal afluente al río Paratia. Desde sus nacientes hasta el punto de Interés (Bocatoma) tiene una longitud de 37.79Km. y drena un área de 746.18 Km². El 87 % del volumen total anual que produce es descargado en el período de avenidas (Diciembre a Abril) y el 13% restante es descargado en estiaje (Mayo a Noviembre).

Ubicación Geográfica.

La cuenca del rio Verde está ubicada en la cuenca del río Cabanillas, que está en las siguientes coordenadas UTM:

Este: desde 316,422 a 312,262

Norte: desde 8'278,808 a 8'307.011

Altitud: desde 4,150 msnm a 5,200 msnm

Ubicación Política

Provincia de Lampa

Departamento de Puno.

Figura N° 1: Plano de ubicación del estudio

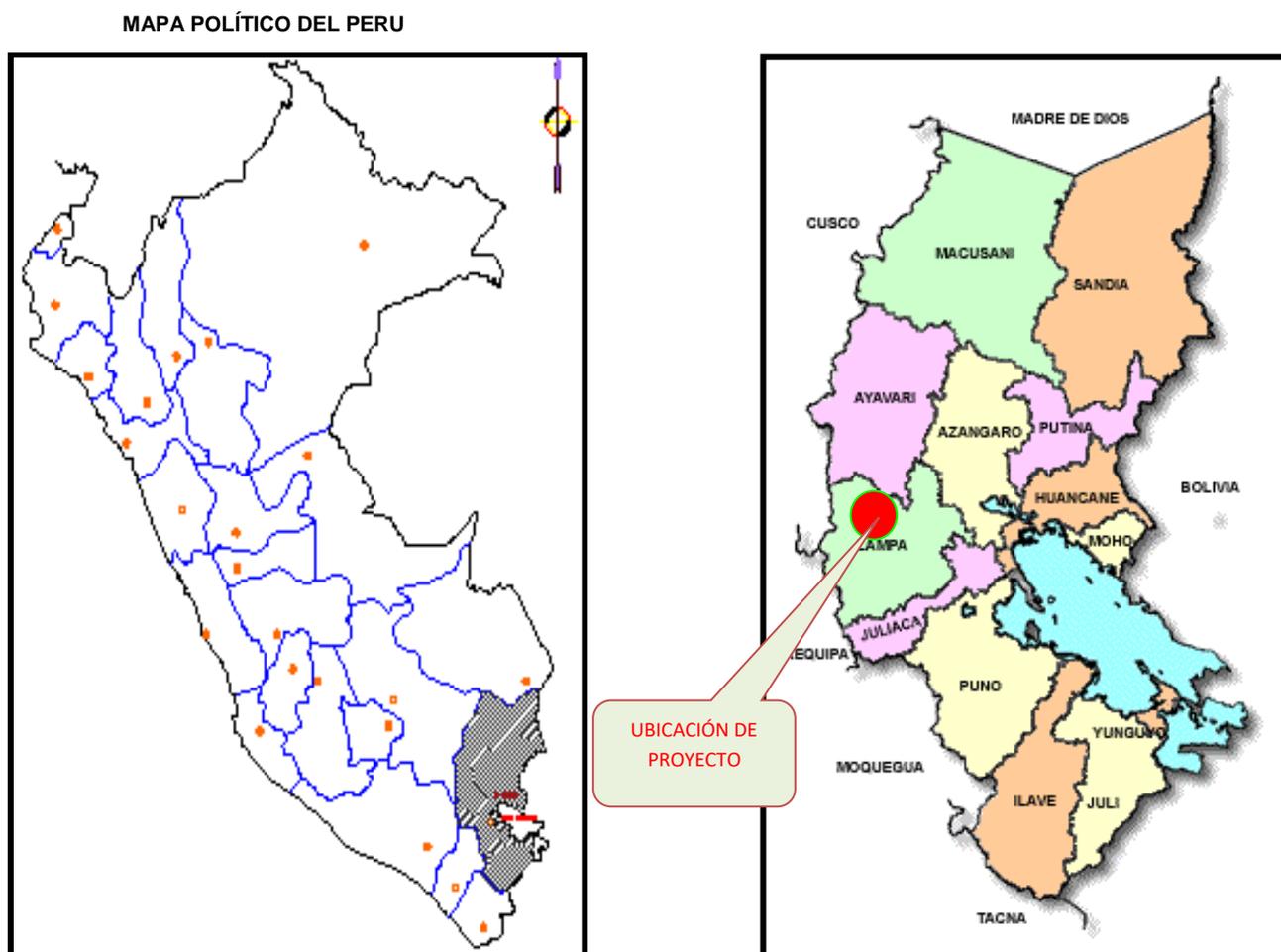


Figura N° 2: Plano de la cuenca hidrográfica del río Coata

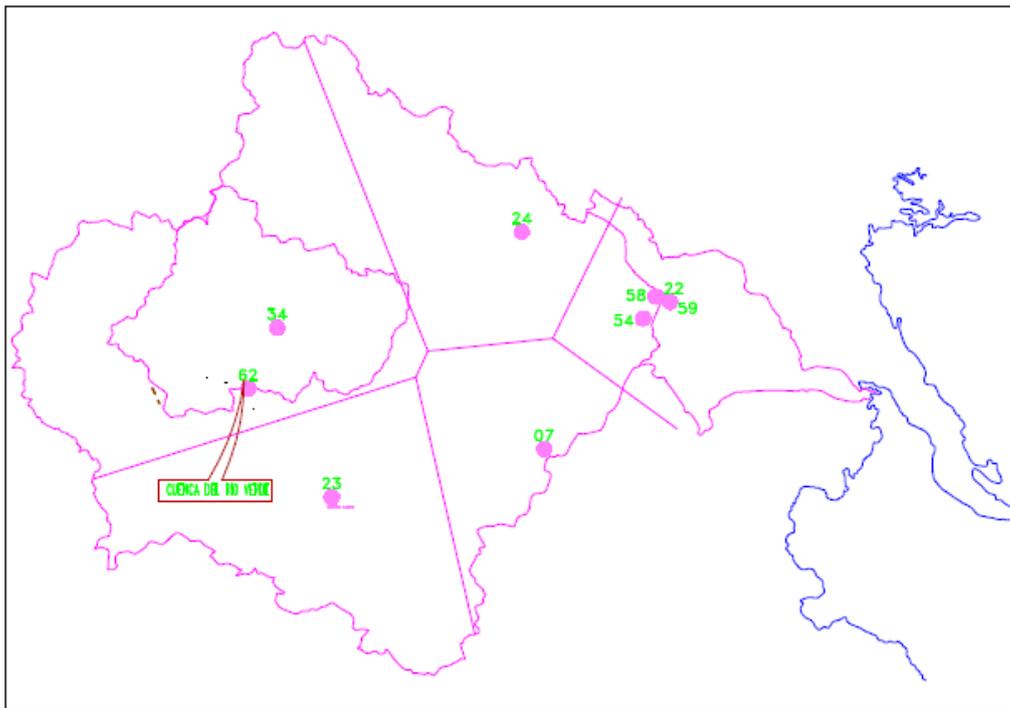
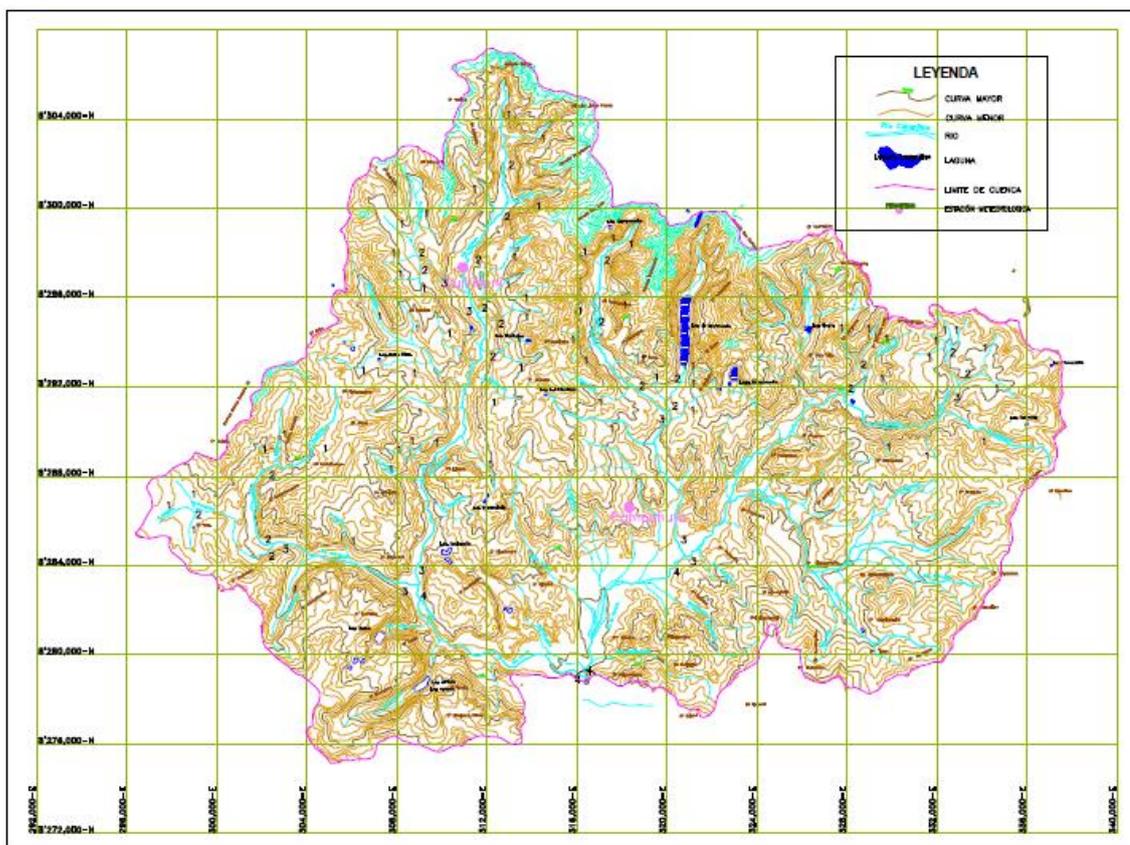


Figura N° 3: Plano de la cuenca hidrográfica del río Verde



3.3. ANÁLISIS Y ESTUDIO DE LA CARTOGRAFÍA EXISTENTE

Se obtuvo la información cartográfica en escala 1:100,000 (cartas nacionales); Hojas 30u Ocuwiri, 32u Lagunilla, de propiedad del Instituto Geográfico Militar – IGM, que cubre la cuenca del río Verde. Esta información se requirió para la delimitación y posterior determinación del área de la cuenca. Para tal fin se utilizó los programas de cómputo AutoCad2012.

3.4. RECOLECCIÓN Y ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN HIDROMETEOROLÓGICA

La información hidrometeorológica que se utilizó en esta investigación, comprende caudales máximos mensuales del río Verde, precipitación máximas 24 horas de la estación meteorológica de Pampahuta, prácticamente todas las estaciones localizadas en la cuenca del río Verde o sus alrededores. Las estaciones utilizadas pertenecen al Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú – SENAMHI, las que se presentan en el Cuadro 3.1.

3.5. COMPLETACIÓN Y EXTENSIÓN DE LA INFORMACIÓN HIDROMETEOROLÓGICA

Una vez obtenidas series consistentes de la información hidrometeorológica, se procedió a realizar la completación y extensión de la misma mediante correlación múltiple entre las estaciones consistentes y para cada periodo, para dicho proceso se utilizó el programa HEC-4 Monthly Streamflow Simulation, desarrollado por el Hydrologic Engineering Center de los Estados Unidos de América.

3.6. CARACTERIZACIÓN DE LA CUENCA.

La cuenca como unidad dinámica y natural, refleja las acciones recíprocas entre el suelo, los factores geológicos, el agua y la vegetación, proporcionando un resultado de efecto común: escurrimiento o corriente de agua por medio del cual los efectos netos de estas acciones recíprocas sobre este resultado pueden ser apreciadas y valoradas.

Numerosos estudios tratan de establecer las relaciones entre el comportamiento del régimen hidrológico de una cuenca y las características físico - geográficas de la misma. Casi todos los elementos de un régimen fluvial están relacionados directa o indirectamente con las características físicas de las áreas de drenaje de una cuenca, siendo las más sensibles a las variaciones fisiográficas aquellas relativas a las crecientes.

Estos factores físicos o geomorfológicos son considerados generalmente en forma aislada, sin tener en cuenta la posible interdependencia entre ellos y se representan en forma numérica.

La descripción sistemática de la geometría de una cuenca y de su red hidrográfica, requieren mediciones de aspectos lineales de la red de drenaje, del área de la cuenca y del relieve, teniendo mayor incidencia la distribución de pendientes en el primero de los aspectos mencionados.

Las dos primeras categorías de medición son planimétricas, es decir, tratan de propiedades proyectadas sobre un plano horizontal. La tercera categoría, trata de la desigualdad vertical de la forma de la cuenca.

En lo que respecta a este ítem, se desarrolló el marco teórico y el cálculo de los principales parámetros geomorfológicos de las cuencas que se encuentran en el Área de Proyecto del río Verde asociados a su capacidad de respuesta a la precipitación en forma de escorrentía, tales como: Área. Perímetro, Longitud del Cauce Principal, Ancho Promedio, Coeficiente de Compacidad. Factor de forma, Grado de Ramificación, Densidad de drenaje y Pendiente Media.

3.6.1. ÁREA DE CUENCA

La superficie de la cuenca delimitada por el divisor topográfico, corresponde a la superficie de la misma proyectada en un plano horizontal, y su tamaño influye en forma directa sobre las características de los escurrimientos fluviales y sobre la amplitud de las fluctuaciones. Las áreas de las cuencas en los puntos de interés

3.6.2. PERÍMETRO DE LA CUENCA

El perímetro de la cuenca está definido por la longitud de la línea de división de aguas (Divortium Aquarium).

3.6.3. LONGITUD MAYOR DEL RÍO (L)

Recibe este nombre, el mayor cauce longitudinal que tiene una cuenca determinada, es decir, el mayor recorrido que realiza el río desde la cabecera de la cuenca, siguiendo todos los cambios de dirección o sinuosidades hasta un punto fijo de interés, que puede ser una estación de aforo o desembocadura.

3.6.4. FORMA DE LA CUENCA

Es la que determina la distribución de las descargas de agua a lo largo del curso principal o cursos principales, y es en gran parte responsable de las características de las crecientes que se presentan en la cuenca.

Es expresada por parámetros, tales como el Ancho Promedio, Coeficiente de Compacidad y el Factor de forma

Ancho promedio

Es la relación entre el área de la cuenca y la longitud mayor del curso del río, la expresión es la siguiente:

$$Ap = \frac{A}{L}$$

Dónde:

Ap = Ancho promedio de la cuenca (Km.)

A = Área de la cuenca

L = Longitud mayor del curso principal

Coeficiente de compacidad (Kc)

O índice de Gravelious, constituye la relación entre el perímetro de la cuenca y el perímetro de una circunferencia cuya área - igual a la de un círculo - es equivalente al área de la cuenca en estudio.

Su fórmula es la siguiente:

$$K_c = 0.28 * \sqrt{P}/A$$

Siendo:

K_c = Coeficiente de Compacidad (Km/Km²)

P = Perímetro de la cuenca (Km.)

A = Área de la cuenca (Km²)

Una cuenca se aproximará a una forma circular cuando el valor K_c se acerque a la unidad

Cuando se aleja de la unidad, presente una relación irregular con relación al círculo.

Si este coeficiente fuera igual a la unidad, significa que habrá mayores oportunidades de crecientes debido a que los tiempos de Concentración, T_c (duración necesaria para que una gota de agua que cae en el punto más alejado de aquella, llegue a la salida o desembocadura), de los diferentes puntos de la cuenca serían iguales.

De igual modo, cuanto mayor sea el valor de K_c , también será mayor el tiempo de concentración de las aguas y. por tanto, estará menos propensa a una inundación.

Generalmente en cuencas muy alargadas el valor de K_c , es mayor que 2.

Un valor de K_c . menor que 1. Nos indica una cuenca de forma circular, siguiendo el desarrollo de su curso principal, debiendo estar más expuesta a las crecientes que una cuenca de forma redondeada.

Factor de Forma (Ff)

Es otro índice numérico con el que se puede expresar la forma y la mayor o menor tendencia a crecientes de una cuenca.

Es la relación entre el ancho promedio de la cuenca (A_m) y la longitud del curso de agua más largo (L).

La expresión es la siguiente

$$Ff = \frac{Ap}{L}$$

Siendo:

Ff = Factor de Forma

Ap = Ancho promedio de la cuenca (Km.)

L = Longitud del curso mas largo (Km.)

Una cuenca con Factor de Forma bajo, está sujeta a menos crecientes que otra del mismo tamaño pero con un Factor de Forma mayor.

Este valor es adimensional.

3.6.5. DENSIDAD DE DRENAJE

El sistema de drenaje de una cuenca está conformado por un curso de agua principal y sus tributarios: observándose por lo general, que cuanto más largo sea el curso de agua principal, más llena de bifurcaciones será la red de drenaje.

Con la finalidad de determinar las características de dicha red, se definen los siguientes índices:

Grado de Ramificación

Para definir el grado de ramificación de un curso de agua principal, se ha considerado el grado de bifurcaciones dentro de la cuenca presentan. El procedimiento más común para esta clasificación, es considerar como corrientes de orden uno, aquellos que no tienen ningún tributario, de orden dos a los que solo tienen tributarios de orden uno, de orden tres, aquellas corrientes con dos o más tributarios de orden dos, etc. Así, el orden de la principal, indicara la extensión de la red de corrientes dentro de la cuenca.

Densidad de drenaje

Indica la relación entre la longitud total de los cursos de agua: efímeros, intermitentes y perennes de una cuenca (L_i) y el área total de la misma (A).

Valores altos de densidad refleja una cuenca muy bien drenada que debería responder relativamente rápido al influjo de la precipitación, es decir que las precipitaciones influirán inmediatamente sobre las descargas de los ríos (Tiempos de Concentración cortos).

Una cuenca con baja densidad de drenaje refleja un área pobremente drenada con respuesta hidrológica muy lenta. Una baja densidad de drenaje es favorecida en regiones donde el material del subsuelo es altamente resistente bajo una cubierta de vegetación muy densa y de relieve plano.

La densidad de drenaje tiende a uno en ciertas regiones desérticas de topografía plana y terrenos arenosos, y a un valor alto en regiones húmedas, montañosas y de terrenos impermeables.

Esta última situación es la más favorable, pues si una cuenca posee una red de drenaje bien desarrollada, la extensión media de los terrenos a través de los cuales se produce el escurrimiento superficial es corto y el tiempo en alcanzar los cursos de agua también será corto; por consiguiente la intensidad de las precipitaciones influirá inmediatamente sobre el volumen de las descargas de los ríos.

La expresión es la siguiente:

$$Dd = \frac{L_i}{A}$$

Siendo:

Dd = Densidad de drenaje (Km/Km^2)

L_i = Longitud total de los cursos de agua (Km/Km^2)

A = Área de la cuenca (Km^2)

Monsalve, refiere que Dd usualmente toma los siguientes valores:

Entre 0.5 Km/Km² para hoyas con drenaje pobre.

Hasta 3.5 Km/Km² para hoyas excepcionalmente bien drenados.

3.6.6. PENDIENTE MEDIA DEL RÍO

El agua superficial concentrada en los lechos fluviales escurre con una velocidad que depende directamente de la declividad de éstos, así a mayor declividad habrá mayor velocidad de escurrimiento. La pendiente media del río es un parámetro empleado para determinar la declividad de un curso de agua entre dos puntos.

Se determina mediante la siguiente expresión:

$$Ic = \frac{(HM - Hm)}{1000 * L}$$

Siendo:

Ic = Pendiente media del río

L = longitud del río

HM y Hm = Altitud Máxima y mínima del lecho del río, referidas al nivel medio de las aguas del mar.

3.7. DETERMINACIÓN DE LA PRECIPITACIÓN MÁXIMA DE LA CUENCA

Para la determinación de la precipitación media de la cuenca del río Verde se ha utilizado el método modificado de los polígonos de Thiessen, para lo cual en la Figura 3.4, se presenta la ubicación de las estaciones pluviométricas, isoyetas y polígonos de Thiessen. Las estaciones pluviométricas utilizadas para la determinación de la precipitación máxima 24 horas de la cuenca del río Verde es la estación Pampahutas.

Este método está basado en una composición del método de las Isoyetas y los Polígonos de Thiessen. La información que se necesita para su puesta en práctica, además de la requerida en el Método de Thiessen, es la existencia previa de isoyetas. Este requisito condiciona bastante a este método, debido a que su exactitud dependerá fuertemente de la calidad de esta información pluvial, ya sea en el grado de semejanza a la realidad

que posean o en la cantidad de datos utilizada en su construcción, entre otros aspectos.

En el método de Thiessen Modificado es posible establecer la siguiente relación:

$$K_i = \frac{X}{P_{ei}}$$

Donde:

K_i = Constante de proporcionalidad de precipitación de la estación i

P_{ai} = Precipitación media del área de influencia de la estación i .

P_{ei} = Precipitación media de la estación i . El valor de P_{ai} , se obtiene a partir de un mapa de isoyetas del área en estudio.

Por otra parte, el valor P_{ei} es obtenido como un promedio aritmético de los datos que posee la estación pluviométrica en análisis, recomendándose cuando sea posible el uso de la precipitación normal, es decir, el promedio de los treinta últimos años. En el mismo marco, se plantea la existencia de una segunda relación matemática, la que se define en función de la superficie del área de influencia y la superficie total del área en estudio. Así, se tiene la siguiente expresión:

$$R_i = \frac{S_i}{S}$$

Dónde:

R_i = Constante de proporcionalidad de superficies.

S_i = Superficie del área de influencia i .

S = Superficie total del área en estudio.

La constante K_i presenta valores $K_i \geq 0$, en tanto que la constante R_i , denota valores $0 \leq R_i \leq 1$.

Finalmente, para calcular la precipitación media, se utiliza la siguiente expresión:

$$P_{mj} = \sum_{\substack{i=1 \\ j=1}}^n K_i * P_{ij} * R_i$$

Dónde:

P_{mj} = Precipitación media del área en estudio, en período j , (mm).

P_{ij} = Precipitación de la estación del área de influencia i , en mm, en el período J

3.8. DETERMINACIÓN DE LAS AVENIDAS DE DISEÑO MEDIANTE LA UTILIZACION DE METODOS EMPIRICOS.

Los métodos empíricos utilizados en la estimación de las avenidas de diseño de río Verde son:

3.8.1. MÉTODO RACIONAL.

El método racional es el más utilizado para el cálculo de caudales; a pesar de que se le ha criticado mucho, se sigue utilizando por su simplicidad.

Este método se basa en la suposición de que el máximo caudal que ocurrirá por efecto de una lluvia, se da cuando la duración de esta es igual a tiempo de concentración (T_c). Se define como tiempo de concentración de una cuenca, o área específica, "al tiempo transcurrido desde que una gota de agua cae en el punto más alejado de la salida, hasta que llega a esta salida". Este tiempo depende de las características geográficas y topográficas del área de estudio.

Cuando la duración de lluvia es igual al tiempo de concentración, toda la cuenca está contribuyendo al caudal en el punto de salida. Si la lluvia dura un tiempo mayor que el T_c , toda la cuenca está contribuyendo al caudal de salida, pero la intensidad de la lluvia es menor, ya que la duración es mayor, lo cual genera un caudal menor. Si, por el contrario, la duración de la lluvia es menor al T_c , la intensidad de la lluvia es mayor, pero cuando cesa la lluvia, el agua que ha caído en los puntos más alejados aún no ha llegado a la salida; es decir, solo contribuye una parte de la cuenca a la escorrentía, por lo que el caudal será menor.

El método Racional; se estimó el caudal máximo a partir de la precipitación máxima de la estación pampautas, abarcando todas las

abstracciones en un solo coeficiente c (coef. escorrentía) estimado sobre la base de las características de la cuenca. La descarga máxima de diseño, según esta metodología, se obtuvo a partir de la siguiente expresión:

$$Q = CIA / 360$$

Q = Caudal máximo expresado en m³/s

C= Coeficiente de escurrimiento o factor de escurrimiento (ver tabla 3-1)

I = máxima Intensidad de la lluvia para una duración igual al tiempo de concentración mm/h.

A= área de la cuenca hidrográfica en has.

Tabla 0-1: coeficiente de escorrentía meto racional

COBERTURA VEGETAL	TIPO DE SUELO	PENDIENTE DEL TERRENO				
		PRONUNCIADA	ALTA	MEDIA	SUAVE	DESPRECIABLE
		>50%	>20%	>5%	>1%	<1%
Sin vegetación	Impermeable	0.80	0.75	0.7	0.65	0.6
	Semipermeable	0.70	0.65	0.6	0.55	0.5
	Permeable	0.50	0.45	0.4	0.35	0.3
Cultivos	Impermeable	0.70	0.65	0.6	0.55	0.5
	Semipermeable	0.60	0.55	0.5	0.45	0.4
	Permeable	0.40	0.35	0.3	0.25	0.2
Pastos, vegetación ligera	Impermeable	0.65	0.60	0.55	0.5	0.45
	Semipermeable	0.55	0.50	0.45	0.4	0.35
	Permeable	0.35	0.30	0.25	0.2	0.15
Hierba, Grama	Impermeable	0.60	0.55	0.5	0.45	0.4
	Semipermeable	0.50	0.45	0.4	0.35	0.3
	Permeable	0.30	0.25	0.2	0.15	0.1
Bosques, densa vegetación	Impermeable	0.55	0.50	0.45	0.4	0.35
	Semipermeable	0.45	0.40	0.35	0.3	0.25
	Permeable	0.25	0.25	0.15	0.1	0.05

El valor del coeficiente de escorrentía se establecio de acuerdo a las características hidrológicas y geomorfológicas de la cuenca del rio Verde.

En virtud a ello, los coeficientes de escorrentía variarán según dichas características.

3.8.2. PRECIPITACION MAXIMA DE DURACION

En nuestro trabajo no se dispone con facilidad de registros de lluvia para duraciones menores de 60 minutos, o los datos son muy escasos. Sin embargo, la mayoría de los problemas hidrológicos relacionados con el drenaje urbano y vial requieren lluvias de duración más cortas. Algunas veces solo existe información de las precipitaciones diarias, en cuyo caso, se suele usar la siguiente relación para estimar la lluvia máxima P_D para cualquier duración D en función de la lluvia diaria P_{24h} (DYCK y PESCHKE, 1978):

$$P_D = P_{24h} [D/1440]^{0.25}$$

P_D = Precipitación máxima de duración $5' < D < 1440'$

P_{24h} = Precipitación diaria máxima.

Existen muchas relaciones que permiten reducir la lluvia máxima de una hora de duración P_{60} a cualquier otra duración D menor que una hora. CARTAYA (1979) y GUEVARA y CARTAYA (1992) recomiendan utilizar este último caso la siguiente expresión:

$$R = 0.14 D^{0.49}$$

Dónde:

D = Duración deseada en minutos ($D < 60'$)

$$R = \frac{P_D}{P_{60}}$$

P_D = Precipitación máxima de una duración D en mm.

P_{60} = Precipitación máxima de 60 minutos de duración en mm.

3.8.2.1. CURVAS INTENSIDAD – DURACIÓN – FRECUENCIA

La intensidad es la tasa temporal de precipitación, es decir, la profundidad por unidad de tiempo (mm/h). Puede ser la intensidad instantánea o la intensidad promedio sobre la duración de la lluvia.

Las curvas intensidad – duración – frecuencia son un elemento de diseño que relacionan la intensidad de la lluvia, la duración de la misma y la frecuencia con la que se puede presentar, es decir su probabilidad de ocurrencia o el periodo de retorno.

Se determinó estas curvas IDF con registros pluviográficos de lluvia de la estación Pampahuta y se seleccionó la lluvia más intensa de diferentes duraciones en cada año, con el fin de realizar un estudio de frecuencia con cada una de las series así formadas. Es decir, se deben examinar los hietogramas de cada una de las tormentas ocurridas en un año y de estos hietogramas elegir la lluvia correspondiente a la hora más lluviosa, a las dos horas más lluviosas, a las tres horas y así sucesivamente. Con los valores seleccionados se forman series anuales para cada una de las duraciones elegidas. Estas series anuales están formadas eligiendo, en cada año del registro, el mayor valor observado correspondiente a cada duración, obteniéndose un valor para cada año y cada duración. Cada serie se somete a un análisis de frecuencia, asociando modelos probabilísticas. Así se consigue una asignación de probabilidad para la intensidad de lluvia correspondiente a cada duración, la cual se representa en un gráfico único de intensidad vs. Duración, teniendo como parámetro el período de retorno,

3.8.2.2. TIEMPO DE CONCENTRACIÓN

Es el tiempo requerido por una gota para recorrer desde el punto hidráulicamente más lejano hasta la salida de la cuenca.

Transcurrido el tiempo de concentración se considera que toda la cuenca contribuye a la salida. Como existe una relación inversa entre la duración de una tormenta y su intensidad (a mayor duración

disminuye la intensidad), entonces se asume que la duración crítica es igual al tiempo de concentración t_c . El tiempo de concentración real depende de muchos factores, entre otros de la geometría en planta de la cuenca (una cuenca alargada tendrá un mayor tiempo de concentración), de su pendiente pues una mayor pendiente produce flujos más veloces y en menor tiempo de concentración, el área, las características del suelo, cobertura vegetal, etc. Las fórmulas más comunes solo incluyen la pendiente, la longitud del cauce mayor desde la divisoria y el área.

El tiempo de concentración en un sistema de drenaje pluvial es:

$$t_c = t_o + t_f$$

Dónde:

t_o : tiempo de entrada, hasta alguna alcantarilla.

t_f : tiempo de flujo en los alcantarillados hasta el punto de interés = $\sum L_i / V_i$.

Las ecuaciones para calcular el tiempo de concentración se muestran en la Tabla siguiente.

Tabla 0-2: Formulas para el cálculo del tiempo de concentración.

METODOS Y FECHA	FORMULA PARA t_c (minutos)	OBSERVACIONES
Kirpich (1940)	$t_c = 0.01947 \cdot L^{0.77} \cdot S^{-0.385}$ <p>L = longitud del canal desde aguas arriba hasta la salida, m. S = pendiente promedio de la cuenca m/m</p>	Desarrollada a partir de información del SCS en siete cuencas rurales de Tennessee con canales bien definidos y pendientes empinadas (3 a 10%); para flujo superficial en superficies de concreto o asfalto se debe multiplicar t_c por 0.4; para canales de concreto se debe multiplicar por 0.2; no se debe hacer ningún ajuste para flujo superficial en suelo descubierto o para flujo en cunetas.
California Culverts Practice (1942)	$t_c = 0.195 \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0.385}$ <p>L = longitud del curso de agua más largo, m. H = diferencia de nivel entre la divisoria de aguas y la salida, m.</p>	Esencialmente es la ecuación de Kirpich; desarrollada para pequeñas cuencas montañosas en California.
Izzard (1946)	$t_c = \frac{525 \cdot (0.0000276 \cdot i + c) L^{0.33}}{S^{0.333} \cdot i^{0.667}}$ <p>i=intensidad de lluvia, mm/h c=coeficiente de retardo L=longitud de la trayectoria de flujo, m. S=pendiente de la trayectoria de flujo m/m.</p>	Desarrollada experimentalmente en laboratorio por el bureau of public Roads para flujo superficial en caminos y Áreas de céspedes; los valores del coeficiente de retardo varían desde 0.0070 para pavimentos de concreto y 0.06 para superficies densamente cubiertas de pasto; la solución requiere de procesos iterativos; el producto de i por L debe ser ≤ 3800 .
Federal Aviation Administration (1970)	$t_c = 0.7035 \frac{(1.1 - C) \cdot L^{0.50}}{S^{0.333}}$ <p>C=coeficiente de escorrentía del método racional L =Longitud de flujo superficial, m. S =pendiente de la superficie, m/m.</p>	Desarrollada de información sobre el drenaje de aeropuertos recopilada por el Corps of Engineers: el método tiene como finalidad el ser usado en problemas de drenaje de aeropuertos pero ha sido frecuentemente usado para flujo superficial en cuencas urbanas.

Para el tiempo de concentración en la cuenca del rio verde se analizó las fórmulas de Kirpich (1940) y California Culverts Practce (1942), por ser más cómodas al tipo de cuenca en estudio

3.8.3. MÉTODO DE MAC MATH.

Se determinó el caudal de diseño para el río Verde con el método Mac Math ya que es una modificación del método Racional.

Villón (2005), la fórmula de Mac Math, para el sistema métrico es la siguiente:

$$Q = 0.0091CIA^{4/5}S^{1/5}$$

Dónde:

Q = caudal máximo con un periodo de retorno de T años, en m³/s

C = factor de escorrentía de Mac Math, representa las características de la cuenca.

I = Intensidad máxima de la lluvia para una duración igual al tiempo de concentración t_c y un periodo de retorno de T años, mm/hr.

A= área de la cuenca en has.

S = pendiente promedio del cauce principal, en %

3.8.4. HIDROGRAMA UNITARIO

Puesto que uno de los parámetros de mayor importancia es determinar el caudal de máxima avenida, se vio por conveniente utilizar la del hidrograma unitario a partir de datos de precipitación máxima de 24 horas, a continuación se detalla su determinación

Hidrograma Unitario: Curva que refleja la variación del caudal durante una determinada tormenta, se define como el hidrograma del escurrimiento directo que resulta de un centímetro de lluvia de exceso, generada uniformemente sobre la cuenca. Requiere de información de datos de lluvia y de escorrentía

$$d * A = \int_0^t Q * dt$$

Cuando no se hallan a la mano los datos necesarios conjuntos de caudal y escorrentía, posee relevancia el Hidrograma Unitario Sintético de Snyder, para la deducción de del hidrograma unitario de una hoyo o

cuenca; el cual es tal vez el más conocido, fue desarrollado en los montes Apalaches en los Estado Unidos.

El método del hidrograma unitario, nos permite el cálculo de avenidas máximas para diferentes períodos de retorno a partir de las precipitaciones máximas de 24 horas. Se basa estrictamente en la estimación de un hidrograma unitario sintético triangular del U.S. Conservacion Service, tomando en consideración las características de la cuenca y un perfil de escorrentía directa o precipitación efectiva.

3.8.4.1. CÁLCULO DEL CAUDAL PICO DEL HIDROGRAMA

Tiempo de Concentración (T_c)

$$T_c = \left(0.87 * \frac{L^3}{H} \right)^{0.385}$$

Dónde:

TC : Tiempo de concentración (hr)

H : Altura media entre la divisoria de aguas y la salida (m)

L : Longitud del curso del agua (Km.)

Tiempo pico para diferentes duraciones (T_p)

$$T_p = \frac{D}{2} + T_r$$

Dónde:

T_p : Tiempo pico (hr)

D : Duración en exceso (hr)

T_r : Tiempo de retardo (hr)

Tiempo Base (T_b)

$$T_b = T_p + T_r \quad T_b = 2.67 * T_p$$

Ecuación 0-1

$$T_r = K * T_p, \text{ sí } K 1.67$$

Dónde:

Tr : Tiempo de retardo (hr)

Tb : Tiempo base (hr)

Caudal pico del hidrograma

Para una lámina unitaria de precipitación de 1 mm.

$$q_p = \frac{0.208 * A * Q}{T_p}$$

Ecuación 0-2

qp : Caudal pico del hidrograma unitario por mm de lluvia neta (m³/s/mm).

A : Longitud del río principal (Km.)

Tp : Tiempo pico (hr)

Entonces el caudal máximo de diseño:

$$Q_{\text{máx}} = \frac{0.208 * A * Q_e}{T_p}$$

Ecuación 0-3

Qe : Escurrimiento superficial total, como consecuencia de la precipitación efectiva en mm

Qmáx : Caudal máximo de avenida (m³/s).

La estimación la escorrentía total a partir de datos de precipitación y otros parámetros de la cuenca, se efectuó por el método planteado por el Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos (SUCS), se basa en la siguiente relación

Si:

$$Q_c = \frac{\left[\frac{PP - 5080}{CN + 50.8} \right]^2}{\frac{PP + 20320}{CN - 203.2}}$$

Ecuación 0-4

Dónde:

PP : Precipitación (mm)

CN : Curva estándar o curva número, esta depende de los factores que determinan el complejo hidrológico suelo – vegetación y sus valores se encuentran en la literatura de hidrología. A continuación, se muestran las Tablas 5 – 6 para su respectiva estimación.

Clasificación hidrológica de los suelos

Por ser de importancia, se indican dos definiciones que están consideradas en la clasificación hidrológica de los suelos

Porcentaje o tasa de infiltración, es el porcentaje de agua que penetra en el suelo superficial y que es controlado por condiciones de superficie.

Porcentaje o tasa de transmisión, es el porcentaje de agua que se mueve en el suelo y que es controlado por los horizontes.

Los grupos hidrológicos en que se pueden dividir los suelos son utilizados en el planeamiento de cuencas para la estimación de la escorrentía, a partir de la precipitación. Las propiedades de los suelos que son considerados para estimar la tasa mínima de infiltración para suelos desnudos luego de un humedecimiento prolongado son: profundidad del nivel freático de invierno, infiltración y permeabilidad del suelo luego de humedecimiento prolongado y profundidad hasta un estrato de permeabilidad muy lenta. La influencia de la cobertura vegetal es tratada independientemente.

Los suelos han sido clasificados en cuatro grupos A, B, C y D de acuerdo al potencial de escurrimiento.

Tabla 0-3: Clasificación Hidrológica de los Suelos – SUCS

Grupo Hidrológico A	Bajo potencial de Escorrentía: Son suelos que tienen altas tasas de infiltración aún cuando están enteramente mojados y están constituidos mayormente por arenas y gravas profundas bien y hasta excesivamente drenadas. Estos suelos tienen una alta tasa de transmisión de agua.
Grupo Hidrológico B	Moderadamente bajo potencial de escorrentía: Son suelos que tienen tasas de infiltración moderadas cuando están cuidadosamente mojados y están constituidos mayormente de suelos profundos de texturas moderadamente finas a moderadamente gruesas. Estos suelos tienen una tasa moderada de transmisión del agua.
Grupo Hidrológico C	Moderadamente bajo potencial de escorrentía: Son suelos que tienen bajas de infiltración cuando están completamente mojados y están constituidos mayormente por suelos con un estrato que impide el movimiento del agua hacia abajo, o suelos con una textura que va de moderadamente fina a fina. Estos suelos tienen una baja tasa de transmisión del agua.
Grupo Hidrológico D	Alto potencial de escorrentía: Son suelos de alto potencial de escurrimiento, de tasas de infiltración muy bajas cuando están completamente mojados y están constituidos mayormente por suelos arcillosos con un alto potencial de esponjamiento, suelos con índice de agua permanentemente alto, suelos con arcilla o capa de arcilla en la superficie o cerca de ella y suelos superficiales sobre material casi impermeable. Estos suelos tienen una tasa muy baja de transmisión del agua

Fuente: Hidrología Básica: Reyes C. Luís. CONCYTEC Lima Perú 1992 – Pág. 90

Tabla 0-4: Curvas de Escorrentía para los complejos Suelo – Cobertura (CN).

Uso de la Tierra	Cobertura		Grupo de Suelos			
	Tratamiento o práctica	Condición hidrológica	A	B	C	D
			Número de Curva			
Rastrojo Cultivo en hilera	Hileras rectas	-.-	77	86	91	94
	Hileras rectas	Mala	71	91	88	91
	Hileras rectas	Buena	67	78	85	89
	C/curvas de nivel	Mala	70	79	84	88
	C/curvas de nivel	Buena	65	75	82	86
	C/curvas de nivel y terrazas	Mala	66	74	80	82
	C/curvas de nivel y terrazas	Buena	62	71	78	81
Cultivos en hileras estrechas	Hileras rectas	Mala	65	76	84	86
	Hileras rectas	Buena	63	75	83	87
	Curvas de nivel	Mala	63	74	82	85
	Curvas de nivel	Buena	61	73	81	84
	Curvas de nivel y terrazas	Mala	61	72	79	82
	Curvas de nivel y terrazas	Buena	59	70	78	81
Leguminosas en hileras estrechas o forraje en rotación *	Hileras rectas	Mala	66	77	85	89
	Hileras rectas	Buena	58	72	81	85
	Curvas de nivel	Mala	64	75	83	85
	Curvas de nivel	Buena	55	69	78	83
	Curvas de nivel y terrazas	Mala	63	73	80	83
	Curvas de nivel y terrazas	Buena	51	67	76	80
Pastos de Pastoreo	Pastizales o similares	Mala	68	79	86	89
		Regular	49	69	79	84
		Buena	39	31	74	80
	Curvas de Nivel	Mala	78	37	81	88
	Curvas de Nivel	Regular	25	59	75	83
Curvas de Nivel	Buena	6	35	70	79	
Pasto de Corte	Pradera	Buena	30	59	71	78
Bosque	Bosque	Mala	45	66	77	83
		Regular	36	60	73	79
		Buena	25	55	70	77
Cortijos	Patios	-.-	59	74	82	86
Caminos Tierra**		-.-	72	82	87	89
Pavimentos **		-.-	74	84	90	92

* Siembra tupida o al voleo

** Incluyendo derecho de vía

Fuente Hidrología Básica: Reyes C. Luís. CONCYTEC Lima Perú 1992 – Pág. 91

3.9. DETERMINACION DE LAS AVENIDAS DE DISEÑO MEDIANTE LA UTILIZACION DE METODOS PROBABILISTICOS.

Se determinó las avenidas de diseño mediante los métodos probabilísticos, siguiendo el siguiente procedimiento:

3.9.1. MODELOS DE DISTRIBUCION.

El análisis de frecuencias tiene la finalidad de estimar precipitaciones, intensidades o caudales máximos, según sea el caso, para diferentes períodos de retorno, mediante la aplicación de modelos probabilísticos, los cuales pueden ser discretos o continuos.

En la estadística existen diversas funciones de distribución de probabilidad teóricas; para la determinación de las avenidas de diseño en la cuenca del rio verde se utilizó las siguientes funciones:

- Distribución Normal
- Distribución Log Normal 2 parámetros
- Distribución Log Normal 3 parámetros
- Distribución Gamma 2 parámetros
- Distribución Gamma 3 parámetros
- Distribución Log Pearson tipo III
- Distribución Gumbel
- Distribución Log Gumbel

3.9.2. DISTRIBUCIÓN NORMAL

La función de densidad de probabilidad normal se define como:

$$f(x) = \frac{1}{S\sqrt{(2\pi)}} e^{-\frac{1}{2} \left(\frac{x-\mu}{S}\right)^2}$$

Donde

$f(x)$ = función densidad normal de la variable x

X = variable independiente

μ = parámetro de localización, igual a la media aritmética de x .

S = parámetro de escala, igual a la desviación estándar de x .

3.9.3. DISTRIBUCIÓN LOG NORMAL 2 PARAMETROS.

La función de distribución de probabilidad es:

$$P(x \leq x_i) = \frac{1}{s\sqrt{(2\pi)}} \int_{-\infty}^{x_i} e^{[-(x-X)^2/2S^2]} dx$$

Donde μ y σ son los parámetros de la distribución. X S

Si la variable x de la ecuación (2) se reemplaza por una función $y=f(x)$, tal que $y=\log(x)$, la función puede normalizarse,

Transformándose en una ley de probabilidades denominada log – normal, $N(Y, S_y)$. Los valores originales de la variable aleatoria x , deben ser transformados a $y = \log x$, de tal manera que:

$$Y = \sum_{i=1}^n \log x_i / n$$

Y Donde Y es la media de los datos de la muestra transformada.

$$S_y = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (y_i - Y)^2}{n - 1}}$$

Donde S_y es la desviación estándar de los datos de la muestra transformada.

Asimismo; se tiene las siguientes relaciones:

$$cs = a/S^2y$$

$$a = \frac{n}{(n-1)(n-2)} \sum_{i=1}^n (y_i - Y)^3$$

Donde C_s es el coeficiente de oblicuidad de los datos de la muestra transformada. (Monsalve, 1999).

3.9.4. DISTRIBUCIÓN LOG NORMAL 3 PARÁMETROS

La función de densidad de x es:

$$f(x) = \frac{1}{(x - x_0)\sqrt{(2\pi)S_y}} e^{-1/2[\ln(x-x_0)-u_y/S_y]^2}$$

Para $x > x_0$

Dónde:

X_0 : parámetro de posición

U_y : parámetro de escala o media

S_y^2 : parámetro de forma o varianza

3.9.5. DISTRIBUCIÓN GAMMA 2 PARÁMETROS

La función de densidad es:

$$f(x) = \frac{x^{\gamma-1} e^{-\frac{x}{\beta}}}{\beta^{\gamma} \Gamma(\gamma)}$$

Válido para:

$$0 \leq x < \infty$$

$$0 < \gamma < \infty$$

$$0 < \beta < \infty$$

Donde:

γ : parámetro de forma

β : parámetro de escala

3.9.6. DISTRIBUCIÓN GAMMA 3 PARÁMETROS

La función de densidad es:

$$f(x) = \frac{(x - x_0)^{\gamma-1} e^{-\frac{(x-x_0)}{\beta}}}{\beta^{\gamma} \Gamma(\gamma)}$$

Válido para:

$$x_0 \leq x < \infty$$

$$-\infty < x_0 < \infty$$

$$0 < \beta < \infty$$

$$0 < \gamma < \infty$$

Dónde:

x_0 : origen de la variable x , parámetro de posición

γ : parámetro de forma

β : parámetro de escala

3.9.7. DISTRIBUCIÓN LOG PEARSON TIPO III

La función de densidad es:

$$f(x) = \frac{(\ln x - x_0)^{\gamma-1} e^{-\frac{(\ln x - x_0)}{\beta}}}{x \beta^\gamma \Gamma(\gamma)}$$

Válido para:

$$x_0 \leq x < \infty$$

$$-\infty < x_0 < \infty$$

$$0 < \beta < \infty$$

$$0 < \gamma < \infty$$

Dónde:

x_0 : parámetro de posición

γ : parámetro de forma

β : parámetro de escala

3.9.8. DISTRIBUCIÓN GUMBEL

La distribución de Valores Tipo I conocida como Distribución Gumbel o Doble Exponencial, tiene como función de distribución de probabilidades la siguiente expresión:

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}}$$

Utilizando el método de momentos, se obtienen las siguientes relaciones:

$$\alpha = \frac{1.2825}{\sigma}$$

$$\beta = \mu - 0.45\sigma$$

Dónde:

: Parámetro de concentración. α

: Parámetro de localización. β

Según Chow, la distribución puede expresarse de la siguiente forma:

$$x = \bar{x} + k\sigma_x$$

Dónde:

x : Valor con una probabilidad dada.

\bar{x} : Media de la serie.

k : Factor de frecuencia.

3.9.9. DISTRIBUCIÓN LOG GUMBEL

La variable aleatoria reducida log gumbel, se define como:

$$y = \frac{\ln x - \mu}{\alpha}$$

Con lo cual, la función acumulada reducida log gumbel es:

$$G(y) = e^{-e^y}$$

3.10. PRUEBAS DE BONDAD DE AJUSTE

Las pruebas de bondad de ajuste son pruebas de hipótesis que se usan para evaluar si un conjunto de datos es una muestra independiente de la distribución elegida.

En la teoría estadística, las pruebas de bondad de ajuste más conocidas son la χ^2 y la Kolmogorov – Smirnov, las cuales se describen a continuación.

3.10.1. PRUBA χ^2 .

Esta prueba fue propuesta por Karl Pearson en 1900, se aplica para verificar bondad de las distribuciones normales y log normales.

Para aplicar la prueba, el primer paso es dividir los datos en un número k de intervalos de clase. Luego se calcula el parámetro estadístico:

$$D = \sum_{i=1}^k (\theta_i - \varepsilon_i)^2 / \varepsilon_i$$

Dónde:

θ_i es el número observado de eventos en el intervalo i y ε_i es el número esperado de eventos en el mismo intervalo.

ε_i se calcula como:

$$\varepsilon_i = n[F(S_i) - F(I_i)] \quad i= 1, 2... k$$

Asimismo; $F(S_i)$ es la función de distribución de probabilidad en el límite superior del intervalo i , $F(I_i)$ es la misma función en el límite inferior y n es el número de eventos.

Una vez calculado el parámetro D para cada función de distribución considerada, se determina el valor de una variable aleatoria con distribución χ^2 para $v = k-1-m$ grados de libertad y un nivel de significancia α , donde m es el número de parámetros estimados a partir de los datos.

Para aceptar una función de distribución dada, se debe cumplir:

$$D \leq X_{1-\alpha, k-1-m}^2$$

El valor de $X_{1-\alpha, k-1-m}^2$ se obtiene de tablas de la función de distribución χ^2

Cabe recalcar que la prueba del χ^2 , desde un punto de vista matemático solo debería usarse para comprobar la normalidad de las funciones normal y Log normal.

3.10.2. PRUEBA KOLMOGOROV – SMIRNOV

Método por el cual se comprueba la bondad de ajuste de las distribuciones, asimismo permite elegir la más representativa, es decir la de mejor ajuste.

Esta prueba consiste en comparar el máximo valor absoluto de la diferencia D entre la función de distribución de probabilidad observada $F_o(x_m)$ y la estimada $F(x_m)$:

$$D = \text{máx} / F_o(x_m) - F(x_m)$$

Con un valor crítico d que depende del número de datos y el nivel de significancia seleccionado (Tabla N° 03). Si $D < d$, se acepta la hipótesis nula.

Esta prueba tiene la ventaja sobre la prueba de X^2 de que compara los datos con el modelo estadístico sin necesidad de agruparlos. La función de distribución de probabilidad observada se calcula como:

$$F_o(x_m) = 1 - m / (n+1)$$

Donde m es el número de orden de dato x_m en una lista de mayor a menor y n es el número total de datos. (Aparicio, 1996).

3.11. DETERMINACIÓN DE NUEVAS RESTRICCIONES DE APLICACIÓN DE LOS MÉTODOS EMPÍRICOS EN LA CUENCA DEL RÍO VERDE

La forma de determinar las restricciones de los métodos empíricos es considerar los resultados obtenidos, al efectuar el análisis comparativo de métodos de estimación de avenidas de diseño del río Verde

Pues las restricciones dependerán también de muchos factores, tales como tiempo de precipitación, escorrentía, retención y condiciones de uniformidad de la cuenca, etc.

4. RESULTADOS Y DISCUSION.

Los resultados obtenidos al aplicar la metodología descrita en el capítulo anterior y así como su discusión, se presentan a continuación.

4.1 DE LA FORMACIÓN DE LA SERIE ANUAL.

La serie histórica de caudales máximos mensuales y anuales del río Verde se presenta en el cuadro 4-1, y las series históricas de precipitación máxima de 24 horas de la estación de Pampahuta se presentan en el cuadro 4-2. Esta información nos permitirá determinar los caudales máximos para diferentes periodos de retorno, mediante los métodos probabilísticos y método empírico, los mismos fueron proporcionados por el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología. Los periodos de registro de caudales máximos del río Verde y de las precipitaciones máximas de 24 horas corresponden al periodo 1992 al 2011, 20 años de registro.

Cuadro N° 0-1: Serie histórica de caudales máximos (m3/seg.) del río verde.

CAUDALES MAXIMOS DIARIOS (m3/s)														
NOMBRE	: RIO VERDE													
CUENCA	: COATA			LATITUD	15°33'42.2"				REGION	: PUNO				
CODIGO	:			LONGITUD	70°42'42.9"				PROV	: LAMPA				
TIPO	: HLG			ALTITUD	4250 MSNM				DIST	: SANTA LUCIA				
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	MAX	
1992	23.9	5.3	7.4	1.4	0.6	0.6	0.7	1.8	0.7	2.0	5.7	15.9	23.942	
1993	55.6	4.7	15.3	8.3	2.3	0.9	0.8	0.6	0.9	2.0	29.2	15.3	55.597	
1994	14.5	42.0	33.4	20.7	4.7	1.3	0.8	0.7	0.6	0.5	7.8	12.1	41.973	
1995	14.5	35.2	33.9	9.8	2.0	1.1	0.9	0.8	0.8	0.7	1.7	22.9	35.165	
1996	27.3	34.5	29.4	23.3	5.0	1.3	1.0	1.4	1.0	0.8	7.0	69.3	69.318	
1997	88.9	57.0	33.4	13.5	4.0	1.7	1.4	1.9	4.6	2.6	10.3	11.4	88.948	
1998	53.7	62.3	30.2	12.5	1.8	1.2	1.0	0.7	0.7	1.3	6.3	5.0	62.256	
1999	22.8	63.4	57.1	54.4	12.9	2.6	1.4	1.0	1.1	8.7	4.7	3.5	63.408	
2000	94.0	109.9	85.3	8.4	3.0	1.6	1.0	1.0	1.7	3.7	1.1	19.7	109.853	
2001	92.9	152.8	51.3	65.3	6.0	2.1	1.1	1.0	1.2	1.7	1.7	5.0	152.835	
2002	101.1	158.3	100.6	39.8	10.1	2.1	2.7	1.1	1.0	5.2	9.1	48.3	158.291	
2003	42.0	98.4	57.4	24.6	3.7	2.2	2.0	1.4	1.5	1.2	1.2	27.4	98.385	
2004	48.4	91.9	23.0	11.8	2.9	1.2	1.4	1.6	1.4	1.0	2.3	12.0	91.861	
2005	17.4	109.6	29.3	16.6	3.6	1.3	0.9	0.9	1.1	1.0	4.2	26.2	109.558	
2006	48.5	109.9	112.8	88.3	8.4	2.2	1.5	1.3	1.4	1.8	6.1	18.1	112.812	
2007	70.3	25.3	81.3	29.4	8.6	2.1	1.8	1.1	0.9	2.8	8.3	11.5	81.285	
2008	84.9	45.1	65.6	6.1	2.1	1.8	1.2	1.0	0.9	1.5	1.3	37.1	84.920	
2009	18.8	48.7	60.4	21.8	3.3	1.8	1.3	1.1	1.3	2.5	16.9	35.5	60.447	
2010	48.7	62.5	57.5	21.3	7.7	5.1	3.7	2.4	1.9	2.0	5.8	18.1	62.490	
2011	46.2	51.2	46.1	44.6	5.6	1.9	1.9	1.5	1.5	1.4	1.9	27.9	51.179	
PROM	50.7	68.4	50.5	26.1	4.9	1.8	1.4	1.2	1.3	2.2	6.6	22.1	80.7	
STD	28.42	42.47	27.43	21.65	3.09	0.90	0.70	0.44	0.83	1.83	6.44	15.62	34.83	
MIN	14.5	4.7	7.4	1.4	0.6	0.6	0.7	0.6	0.6	0.5	1.1	3.5	23.9	
MAX	101.1	158.3	112.8	88.3	12.9	5.1	3.7	2.4	4.6	8.7	29.2	69.3	158.3	
MEDIANA	48.4	59.6	48.7	21.0	3.9	1.7	1.3	1.1	1.1	1.7	5.7	18.1	75.3	

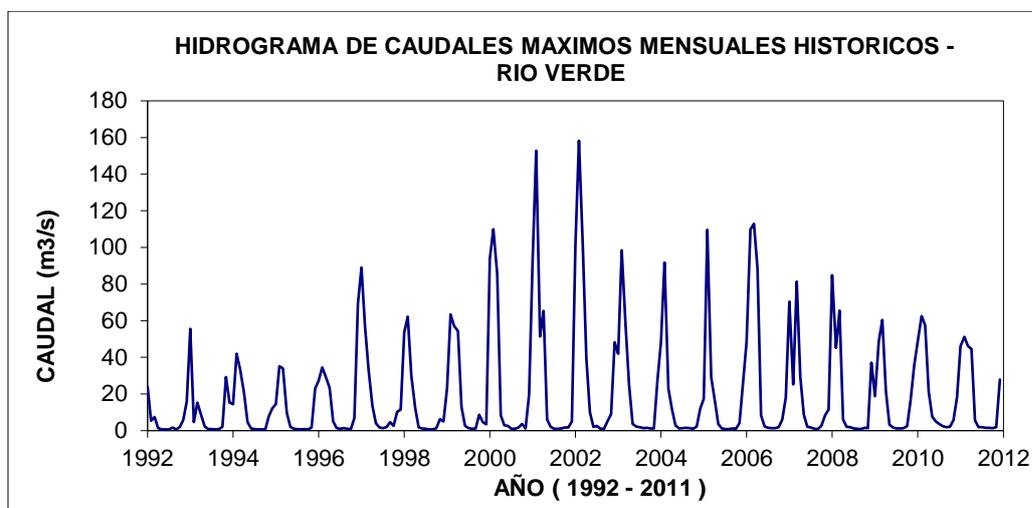
Cuadro Nº 0-2: Serie histórica de precipitación máximas 24 horas estación Pampahuta

PRECIPITACIÓN MÁXIMA 24 HORAS (mm)													
ESTACION : Pampahuta	LAT-S : 15°29'00.7"										DPTO. : Puno		
CUENCA : Cabanillas	LON-W : 70° 40' 32.8"										PROV. : Lampa		
CODIGO : 110762	ALTITUD : 4400 msnm										DIST. : Paraña		
TIPO : CO													
Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Set	Oct	Nov	Dic	MAX
1992	18.40	36.60	8.90	8.20	0.00	1.60	0.00	28.70	0.00	6.00	17.00	23.40	36.60
1993	36.30	30.80	26.80	13.00	3.80	0.80	0.00	7.30	1.60	32.60	22.40	30.80	36.30
1994	35.60	18.60	23.40	14.70	23.40	1.10	0.00	0.00	12.70	10.50	37.30	21.60	37.30
1995	20.30	22.20	22.30	17.50	1.10	0.00	0.00	2.60	4.70	5.50	11.90	25.40	25.40
1996	39.80	20.30	11.40	19.10	15.00	0.00	0.00	18.10	6.20	2.10	29.60	38.80	39.80
1997	40.60	27.20	12.40	17.30	4.90	0.00	0.30	7.50	14.30	11.70	42.30	24.30	42.30
1998	19.60	38.00	18.00	17.50	0.00	0.90	0.00	0.00	0.00	16.20	21.00	18.50	38.00
1999	30.00	12.80	29.10	25.80	16.60	1.10	0.80	1.90	5.20	23.40	13.90	38.60	38.60
2000	34.00	30.50	34.40	12.00	6.60	1.50	0.40	6.50	4.40	24.70	5.00	28.70	34.40
2001	28.90	49.90	17.70	29.60	14.20	2.90	3.70	7.20	5.70	20.50	12.10	20.00	49.90
2002	40.50	47.90	13.60	17.00	5.70	1.10	13.80	2.20	4.30	12.30	16.00	30.80	47.90
2003	36.40	31.40	35.20	7.20	5.60	2.80	0.00	0.00	7.90	14.00	7.60	29.00	36.40
2004	28.30	40.00	13.90	16.60	0.00	0.30	5.40	4.90	15.00	8.10	9.30	20.00	40.00
2005	20.60	30.60	15.60	19.40	0.00	0.00	0.00	0.60	20.60	9.00	43.30	28.00	43.30
2006	17.70	30.40	30.20	33.10	1.80	0.00	0.00	9.10	15.30	11.30	28.80	14.20	33.10
2007	25.50	33.00	29.90	20.00	7.80	0.00	7.10	0.00	4.50	14.40	13.50	20.50	33.00
2008	25.20	12.70	26.20	3.50	0.50	3.90	0.00	0.20	3.30	13.60	6.90	38.60	38.60
2009	12.70	26.30	16.10	15.90	2.60	0.00	3.40	0.70	3.40	15.80	19.10	21.90	26.30
2010	31.10	32.70	18.70	10.90	4.20	0.00	0.00	0.00	0.00	13.10	18.80	20.30	32.70
2011	28.30	23.10	22.30	27.60	2.90	0.00	3.90	1.50	8.20	4.90	15.60	31.10	31.10
PROM.	28.49	29.75	21.31	17.30	5.84	0.90	1.94	4.95	6.87	13.49	19.57	26.23	37.05
STAND.	8.36	9.98	7.86	7.49	6.54	1.15	3.53	7.22	5.80	7.41	11.31	7.07	6.14
MAX	40.60	49.90	35.20	33.10	23.40	3.90	13.80	28.70	20.60	32.60	43.30	38.80	49.90
MIN	12.70	12.70	8.90	3.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.10	5.00	14.20	25.40

a. Análisis visual de histogramas.

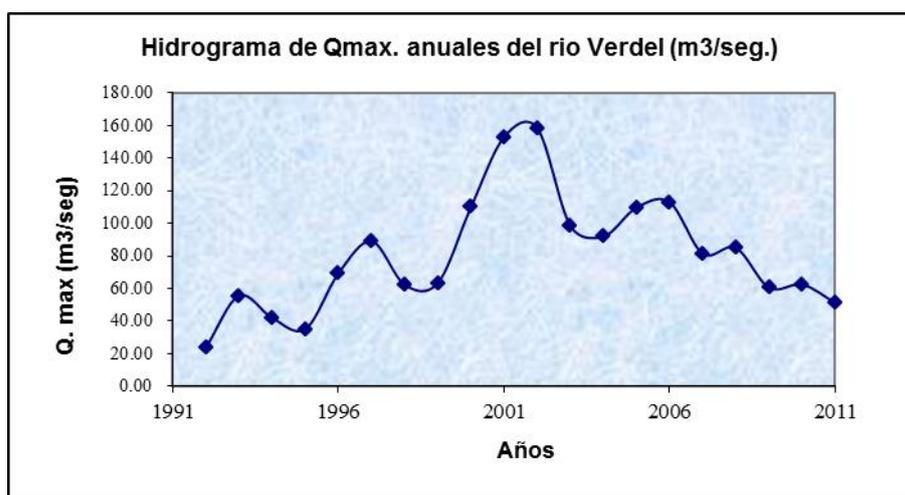
En el grafico 4-1, se presenta el histograma de caudales máximos mensuales del rio Verde, en ella se puede apreciar que durante el periodo de 1992 al 2011, el comportamiento de los caudales máximos es homogéneo, con un mínimo de 0.5 m³/s y un máximo de 158.3 m³/s; en promedio se tiene un caudal máximo de 80 m³/s; visualmente se puede observar que no hay presencia de saltos; como son eventos extremos, es necesario conservar la información original.

Figura n° 4: Hidrograma de caudales máximos mensuales históricos - rio verde



En el grafico 4-2, se presenta el hidrograma de caudales máximos anuales del rio Verde, en ella se puede apreciar que durante el periodo de 1992 al 2011, el comportamiento de los caudales máximos es homogéneo, no hay presencia de saltos; en consecuencia se puede afirmar que no hay irregularidades en la información histórica;

Figura N° 5: Hidrograma de caudales máximos anuales históricos - rio Verde.



En el grafico 4-3, se presenta el hidrograma de precipitación mensual máxima de 24 horas de la estación Pampahuta, en ella se

puede apreciar que durante el periodo de 1992 al 2011, el comportamiento de las precipitaciones máximas mensuales son homogéneos, con un mínimo de 25.4 mm y un máximo de 49.9 mm; en promedio se tiene una precipitación máxima de 24 horas de 37.05 mm; visualmente se puede observar que no hay presencia de saltos; como son eventos extremos, es necesario conservar la información original.

En el grafico 4-4, se presenta el hidrograma de precipitación anual máxima de 24 horas de la estación Huancané, en ella se puede apreciar que durante el periodo de 1992 al 2011, el comportamiento de la precipitación anual es homogéneo, visualmente se puede observar que no hay presencia de saltos; en consecuencia, se puede afirmar que no hay irregularidades en la información histórica;

Figura N° 6: Hidrograma de precipitación máxima 24 horas mensuales de la estación Pampahutas.

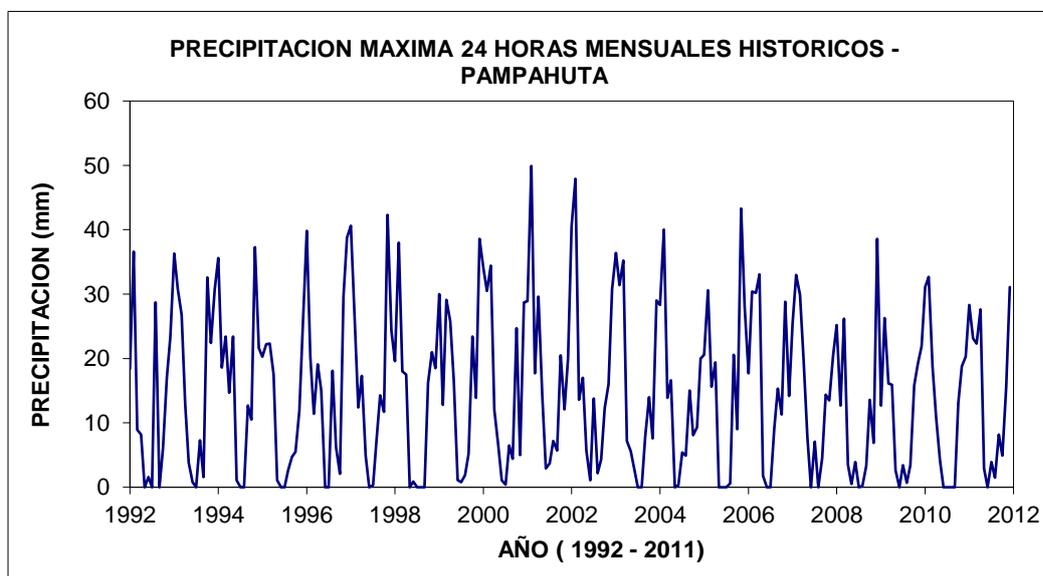
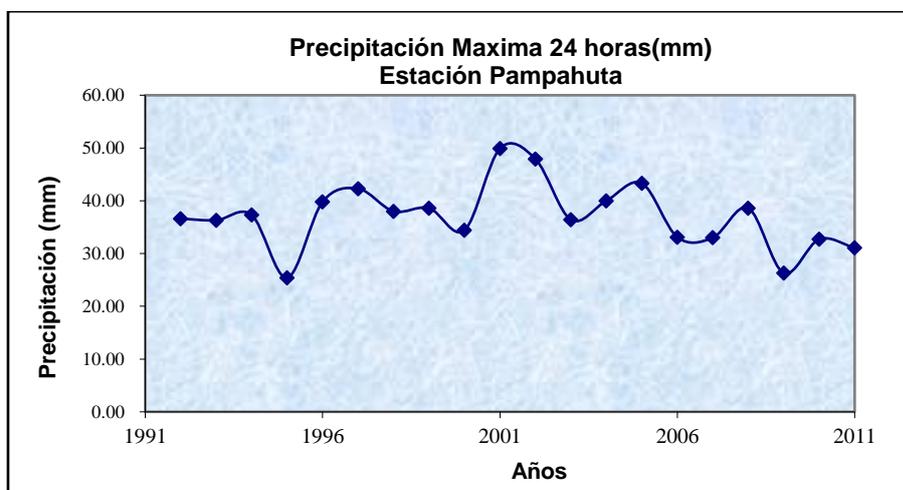


Figura N° 7: Hidrograma de precipitación máxima 24 horas anuales de la estación Pampahutas.



4.2 CARACTERIZACION DE LA CUENCA.

En lo que respecta a este ítem, se desarrolló el marco teórico y el cálculo de los principales parámetros geomorfológicos de las cuencas que se encuentran en el Área de Proyecto del río Verde asociados a su capacidad de respuesta a la precipitación en forma de escorrentía, tales como: Área. Perímetro, Longitud del Cauce Principal, Ancho Promedio, Coeficiente de Compacidad. Factor de forma, Grado de Ramificación, Densidad de drenaje y Pendiente Media. que se muestra en el siguiente cuadro.

Cuadro N° 0-3: Parámetro Geomorfológicos de la cuenca del río Verde.

Nombre de la cuenca	Punto de Interes	PARAMETROS GEOMORFOLOGICOS								
		Area Total de la Cuenca Km2	Perimetro Total de la Cuenca Km	Longitud del Cauce Principal Km	FORMA DE LA CUENCA			SISTEMA DE DRENAJE		Pendiente Promedio Ic
					Ancho de la Cuenca	Coeficiente de Compacidad Kc	Factor de Forma Ff	° de Ramificacion	Densidad de Drenaje Dd	
RIO VERDE	ESTACION HIDROLOGICA	746.19	146.13	37.67	19.81	0.124	0.53	5	0.64	0.0171

El área de la cuenca en estudio tiene un área de 746.19 Km² = 74619 has, y es mayor para calcular el caudal máximo usando el método empírico Racional ya que recomienda el uso de este método con áreas menores a 13 Km² o 1300 has, según M. Villón.

4.3 DETERMINACION DE LAS AVENIDAS DE DISEÑO MEDIANTE LA UTILIZACION DE METODOS EMPIRICOS.

4.3.1 DETERMINACIÓN DE LAS AVENIDAS DE DISEÑO MEDIANTE EL MÉTODO RACIONAL Y MÉTODO MAC MATH.

4.3.1.1 INFORMACIÓN METEOROLÓGICA.

La información meteorológica histórica que se emplea en la investigación corresponde al promedio aritmético de las Estacion Pampahutapor estar ubicados en la zona en estudio y se presenta en el cuadro 4-2, los mismos son obtenidos del Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología SENAMHI Puno.

4.3.1.2 PRECIPITACION MAXIMA DE DURACION

En nuestro trabajo no se dispone con de registros de lluvia para duraciones menores de 60 minutos, o los datos son muy escasos. Sin embargo, la se requieren lluvias de duración más cortas., en este caso, se usó la siguiente relación para estimar la lluvia máxima P_D para cualquier duración D en función de la lluvia diaria P_{24h} (DYCK y PESCHKE, 1978):

$$P_D = P_{24h} [D/1440]^{0.25}$$

P_D = Precipitación máxima de duración 5' < D < 1440'

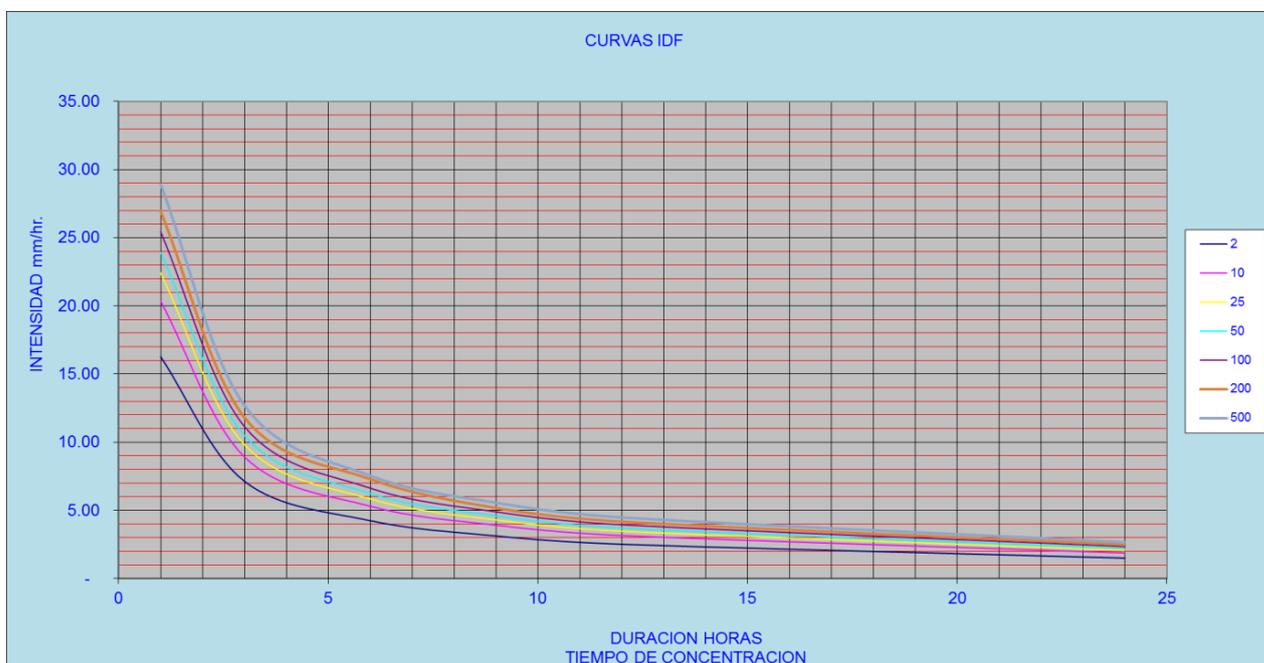
P_{24h} = Precipitación diaria máxima.

Y se determinó La intensidad es la tasa temporal de precipitación, es decir, la profundidad por unidad de tiempo (mm/h). Puede ser la intensidad instantánea o la intensidad promedio sobre la duración de la lluvia, con las curvas INTENSIDAD-DURACIÓN-FRECUENCIA (curvas IDF) para cada periodo de retorno que se muestra en el siguiente cuadro:

Cuadro N° 0-4: Intensidad determinada para cada periodo de retorno.

TR AÑOS	INTENSIDAD
2 AÑOS	4.75
10 AÑOS	5.85
25 AÑOS	6.6
50 AÑOS	6.95
100 AÑOS	7.4
200 AÑOS	7.98
500 AÑOS	8.35

Figura N° 8: Curva ITF Intensidad determinada para cada periodo de retorno



4.3.1.3 TIEMPO DE CONCENTRACIÓN

Para el tiempo de concentración en la cuenca del rio verde se analizó las fórmulas de Kirpich (1940) por ser más cómoda al tipo de cuenca en estudio.

$$t_c = 0.0195 \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0.385}$$

Los resultados se muestran en el siguiente cuadro:

Cuadro N° 0-5: Tiempo de concentración de la cuenca del rio Verde.

TIEMPPO DE CONCENTRACION		
T _c =	5.19	T _c = TIEMPO DE CONCENTRACION(hora)
T _c =	311.60	T _c = TIEMPO DE CONCENTRACION(min)
L=	37670	L=LONGITUD RECORRIDO MAX(m)
H=	645.12	H=DIFERENCIA DE ELEVACION ENTRE CAUCE PRINCIPAL(m)

Con estos parámetros Se determinó el caudal de diseño para el rio Verde con el método Racional y método Mac Math que se muestran en el cuadro siguiente:

Cuadro N° 0-6: Caudal máximo método Racional Y método Mac Math.

CAUDAL MAXIMO (m3/seg)			
TR AÑOS	INTENSIDAD	RACIONAL	MAC MATH
2 AÑOS	4.75	98.46	60.65
10 AÑOS	5.85	121.26	74.69
25 AÑOS	6.6	136.80	84.27
50 AÑOS	6.95	144.06	88.73
100 AÑOS	7.4	153.38	94.48
200 AÑOS	7.98	165.41	101.89
500 AÑOS	8.35	173.07	106.61

4.3.2. DETERMINACIÓN DE LAS AVENIDAS DE DISEÑO MEDIANTE EL MÉTODO HIDROGRAMA UNITARIO

Puesto que uno de los parámetros de mayor importancia es determinara el caudal de máxima avenida, se vio por conveniente utilizar la del hidrograma unitario a partir de datos de precipitación máxima de 24 horas, de la estación Pampahutas y a continuación se muestra los resultados:

Cuadro N° 0-7: Caudal máximo (m3/seg) del rio verde Hidrograma Unitario.

TR AÑOS	Q MAXIMO (m3/s)	
	2 HORAS	6 HORAS
2	5.81	63.71
10	20.87	118.05
25	28.34	140.82
50	34.69	159.12
100	47.03	192.86
200	60.93	228.85
500	82.39	281.67

De los Resultados de la estimación de caudales máximos mediante los metos Racional, Mac Math y Hidrograma Hunitario se tiene lo resultados siguientes:

Cuadro N° 0-8: Caudales máximos metodo empíricos del rio Verde

CAUDAL MAXIMO (m3/seg)				
TR AÑOS	INTENSIDAD	RACIONAL	MAC MATH	HU
2 AÑOS	4.75	98.46	60.65	63.71
10 AÑOS	5.85	121.26	74.69	118.05
25 AÑOS	6.6	136.80	84.27	140.82
50 AÑOS	6.95	144.06	88.73	159.12
100 AÑOS	7.4	153.38	94.48	192.86
200 AÑOS	7.98	165.41	101.89	228.85
500 AÑOS	8.35	173.07	106.61	281.67

Figura N° 9: Caudales máximos método empíricos del rio Verde T=100 años

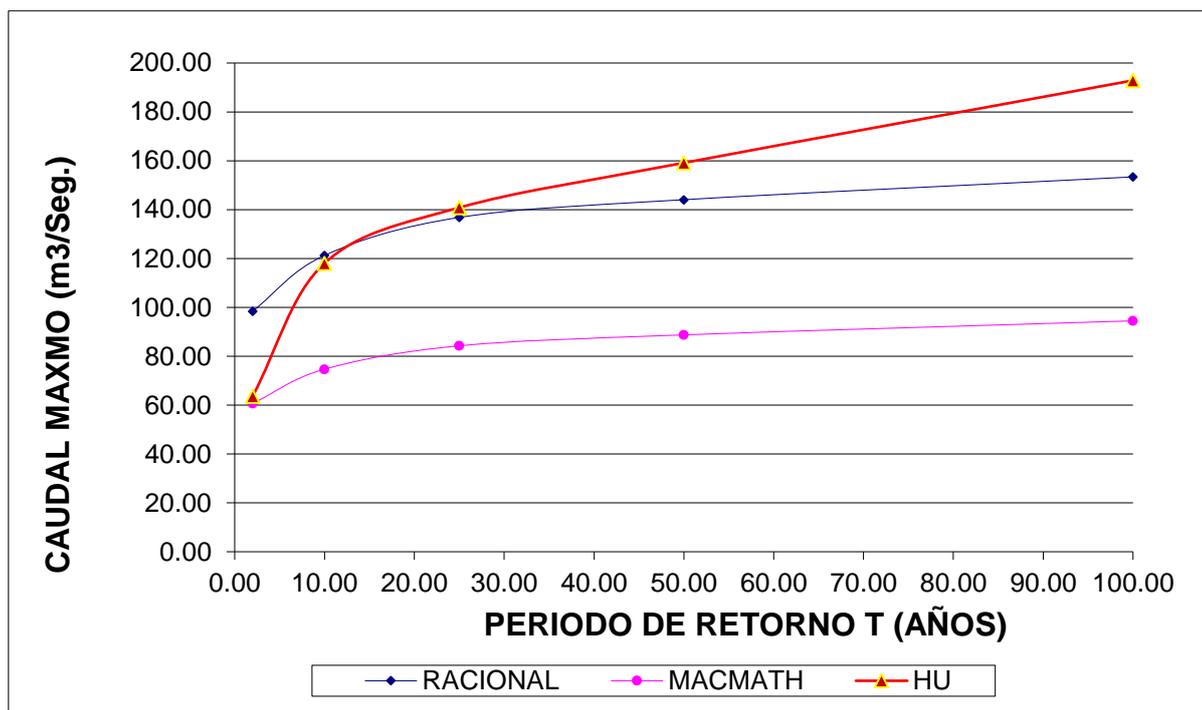
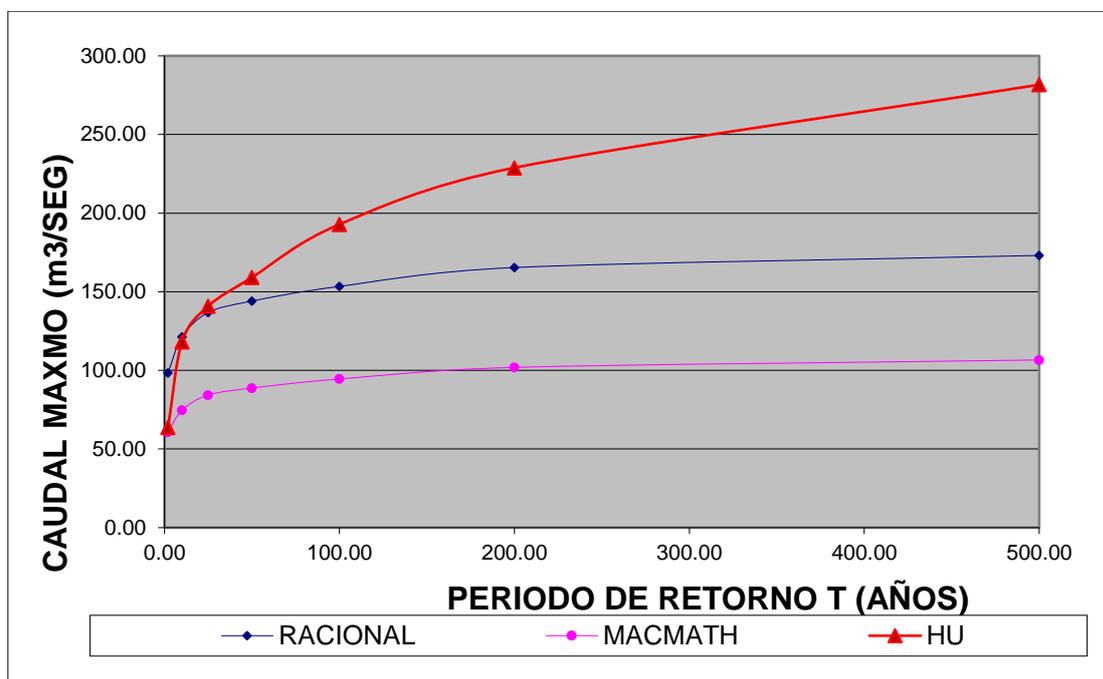


Figura N° 10: Caudales máximos método empíricos del rio Verde
T=100 años



De los resultados de la estimación de caudales máximos mediante los métodos Racional, Mac Math y Hidrograma Unitario, no son similares al aumentar los años de retorno la diferencia es mucha para los periodos de retorno de 10, 25, 50, 100, 200, 500 años; como se muestra en el cuadro N°4-8.

4.4 DETERMINACION DE LAS AVENIDAS DE DISEÑO MEDIANTE LA UTILIZACION DE METODOS PROBABILISTICOS.

Cuando existen datos de aforo en cantidad suficiente, se realiza un análisis estadístico de los caudales máximos para la estación mas cercana al punto de interés. Se calculan los caudales para los periodos de retorno de interés, son valores estándar usando o empleando los valores de factores de frecuencias para las distribuciones

- Distribución normal
- Distribución log-normal de 2 parámetros
- Distribución log-normal de 3 parámetros
- Distribución gamma de 2 parámetros
- Distribución gamma de 3 parámetros

- Distribución log-Pearson tipo III
- Distribución Gumbel
- Distribución log-Gumbel

En el cuadro 4-9. Se presentan los resultados de la estimación de caudales máximos estimados con las distribuciones teóricas ya mencionadas en siguiente cuadro

Cuadro N° 0-9: caudales máximos estimados con las distribuciones teóricas.

Periodo de retorno T (años)	Q. MAXIMO (m³/Seg.)							
	D. NORMAL	D.LOG.N.2P	D.LOG.N.3P	D.GAMA 2P	D. GAMA 3P	D.LOG P.TIII	D. GUMBEL	D. LOG GUMBEL
2	80.73	73.09	76.58	75.61	76.74	69.91	74.85	67.61
10	126.53	134.22	126.69	128.12	128.31	139.04	127.35	135.68
25	143.31	167.68	149.35	152	150.73	185.93	153.77	192.65
50	154.14	193.6	165.42	168.81	166.25	226.9	173.37	246.87
100	163.88	220.31	180.94	184.86	180.91	273.48	192.83	323.46
200	172.8	247.98	196.07	200.29	194.87	326.32	221.21	418.34
500	183.6	286.19	215.69	219.87	212.43	407.01	237.79	587.35

Figura N° 11: Caudales máximos estimados con las distribuciones teóricas para un periodo de retorno de 500 años.

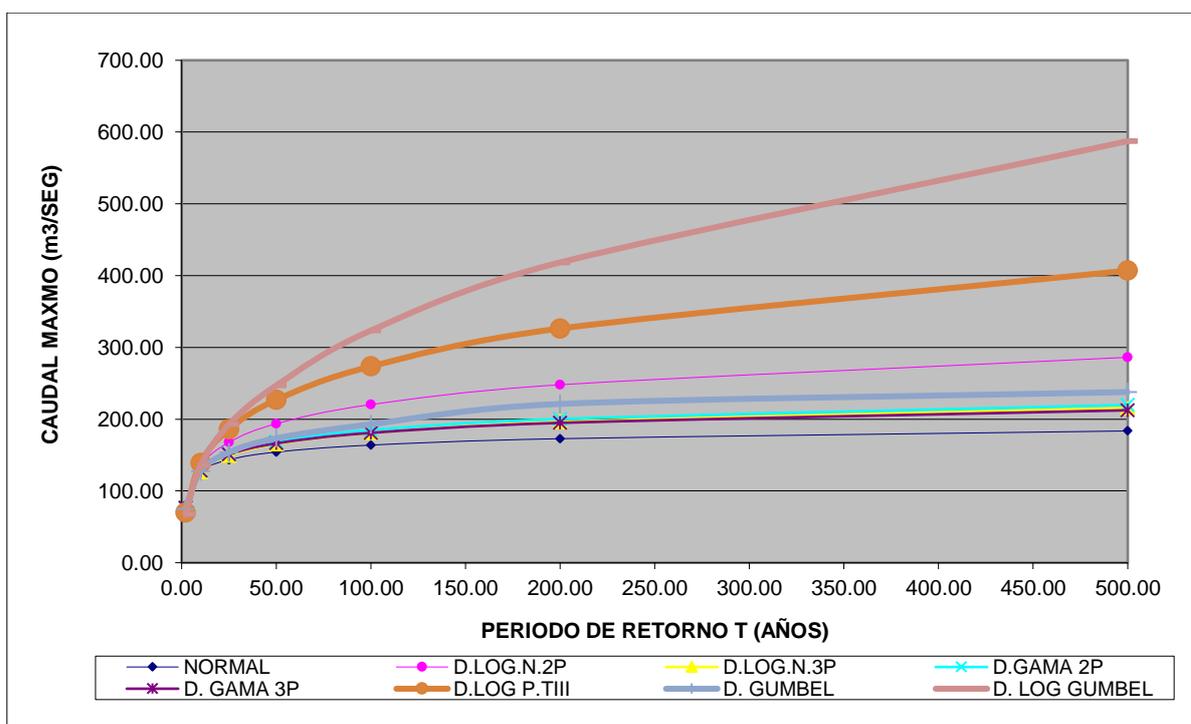


Figura N° 12: Caudales máximos estimados con las distribuciones teóricas que más se asemejan. Para un periodo de retorno de 500 años.

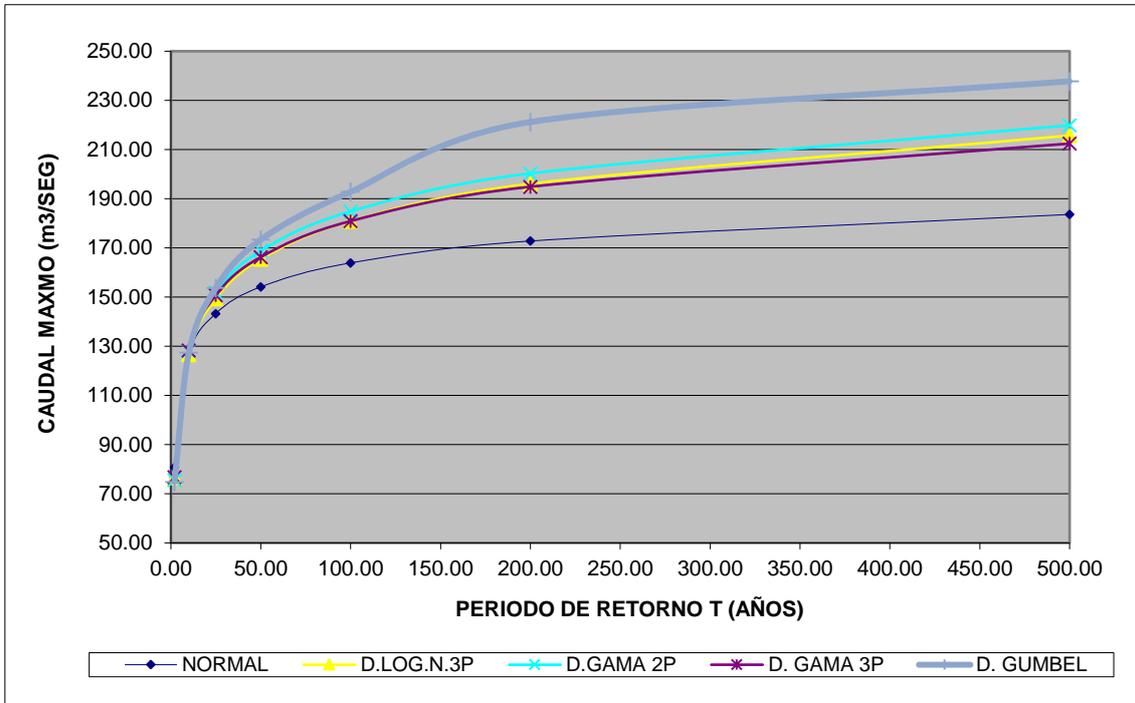
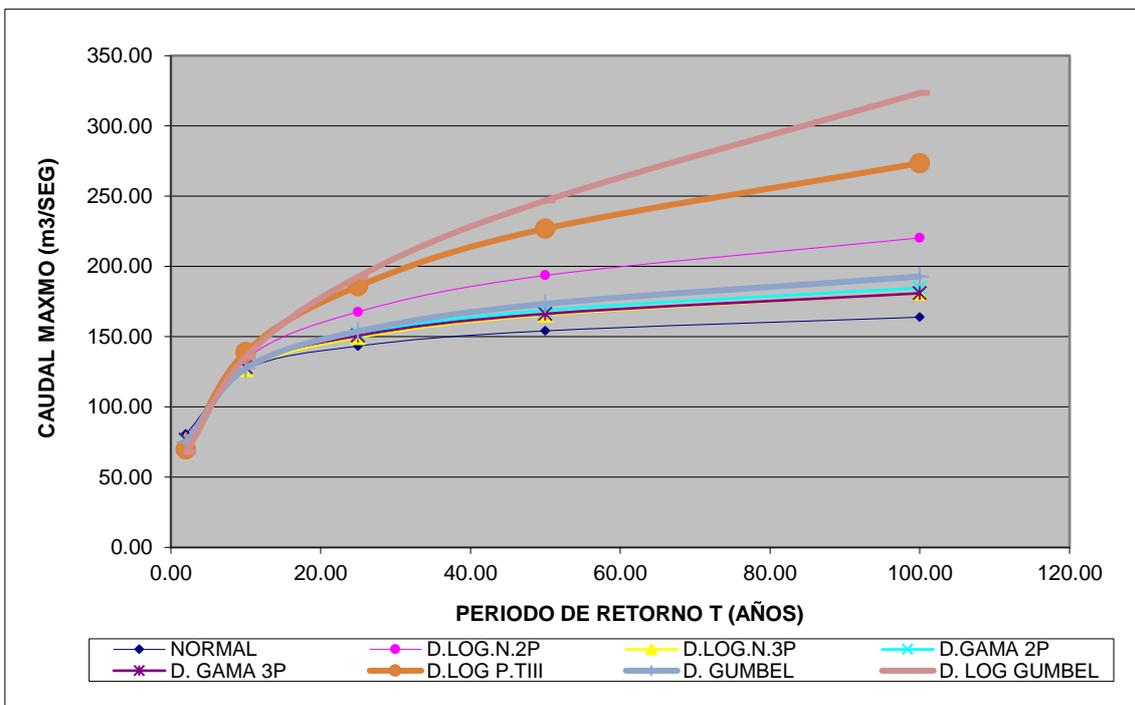


Figura N° 13: Caudales máximos estimados con las distribuciones teóricas para un periodo de retorno de 100 años.



En el cuadro 4-9. Se presentan los resultados de la estimación de caudales máximos estimados con las distribuciones teóricas ya mencionadas.

De los resultados, se puede apreciar que los datos caudales estimados con las distribuciones, Normal, Log normal 2 Y 3 parámetros, distribución Gama 2 y 3 parámetros, distribución Gumbel, para un periodo de retorno de 2, 10, 25, 50, 100 años son muy similares.

Mientras que los caudales máximos para diferentes periodos de retornos ya mencionados, estimadas con las distribuciones, Log Pearson tipo III y log Gumbel difieren; así mismo se puede apreciar que a medida que se incrementa el periodo de retorno, las diferencias también se incrementan.

4.5 PRUEBAS DE BONDAD DE AJUSTE

A continuación se presentan los resultados de la prueba de bondad de ajuste prueba X^2 , Smirnov – kolmogorov, para comparar las diferencias existentes, entre la probabilidad empírica de la serie de caudales máximos del rio Verde y las probabilidades teóricas.

4.5.1 PRUEBAS DE BONDAD DE AJUSTE χ^2 .

La prueba Chi cuadrado es la más usada para verificar la bondad de ajuste de la distribución empírica a una distribución de probabilidad teórica; fue propuesta por Karl Pearson en 1900. La prueba estadística está dada por la siguiente ecuación:

$$\chi_c^2 = \sum_{i=1}^k \frac{(o_i - e_i)^2}{e_i}$$

Dónde:

χ_c^2 = Valor de Chi cuadrado calculado.

O_i = Frecuencia observada o número de valores observados en el intervalo de clase i .

e_i = Frecuencia esperada o número de valores esperados en el intervalo de clase i .

K = Numero de intervalos de clase.

VENTAJAS Y LIMITACIONES:

- Es aplicable para ajustes a la distribución normal, puesto que ha sido desarrollado en base a datos normales e independientes.
- Es realizada en la función de densidad de datos agrupados en intervalos de clase.
- Requiere el conocimiento a priori de la distribución teórica.
- En la práctica se usa para cualquier modelo.
- Es de fácil aplicación.

PROCEDIMIENTO:

- 1) Planteamiento de la hipótesis:
- 2) Ordenar los datos de menor a mayor.
- 3) Cálculo del número de intervalos de clase.
- 4) Cálculo de la amplitud de cada intervalo.
- 5) Cálculo de la variable estandarizada de cada intervalo de clase.
- 6) Determinar la frecuencia observada.
- 7) Determinar la probabilidad para cada límite de clase (Z).

- 8) Determinar la frecuencia absoluta o la probabilidad.
- 9) Determinar la frecuencia esperada.
- 10) Cálculo del valor de Chi cuadrado.
- 11) Determinar el valor de Chi cuadrado tabular.
- 12) Criterio de decisión.

Nro.	Qi	Qi ordenado
1	23.942	158.29
2	55.597	152.84
3	41.973	112.81
4	35.165	109.85
5	69.318	109.56
6	88.948	98.39
7	62.256	91.86
8	63.408	88.95
9	109.853	84.92
10	152.835	81.29
11	158.291	69.32
12	98.385	63.41
13	91.861	62.49
14	109.558	62.26
15	112.812	60.45
16	81.285	55.60
17	84.920	51.18
18	60.447	41.97
19	62.490	35.17
20	51.179	23.94

Nro de Datos:	20	k=	6.19
Prom	80.7	k=	6
Desv Stand	34.83	$\Delta x =$	4.90
Max	158		
Min	23.9		

Intervalo (i)	F(li)	F(Si)	Marca de clase	Frecuencia observada (Oi)
1	18.75	23.65	21	3
2	23.65	28.55	26	12
3	28.55	33.45	31	6
4	33.45	38.35	36	6
5	38.35	43.25	41	7
6	43.25	48.15	46	2
TOTAL				20

4.5.1.1 DISTRIBUCION NORMAL

$\mu y = 32.2222222$

$\sigma y = 7.21621631$

Intervalo (i)	F(Si)	F(li)	ϵ_i	$(Q_i - \epsilon_i)^2 / \epsilon_i$
1	0.117	0.031	3.11	0.00
2	0.305	0.117	6.77	4.05
3	0.568	0.305	9.44	1.25
4	0.802	0.568	8.44	0.71
5	0.937	0.802	4.85	0.96
6	0.986	0.937	1.78	0.03
D=			34.39	6.99

$X^2 = 6.99$ $p = 0.05$

$GL = 3$ $X^2 = 7.81$

$6.99 < 7.81$ SE ACEPTA

4.5.1.2 DISTRIBUCION LOG NORMAL DE 2 PARAMETROS

$\mu y = 3.4484$

$\sigma y = 0.2200$

Intervalo (i)	F(Si)	F(li)	ϵ_i	$(Q_i - \epsilon_i)^2 / \epsilon_i$
1	0.097	0.009	3.17	0.01
2	0.330	0.097	8.37	1.57
3	0.610	0.330	10.09	1.66
4	0.816	0.610	7.42	0.27
5	0.926	0.816	3.95	2.34
6	0.974	0.926	1.70	0.05
D=			34.71	5.91

$X^2 = 5.91$ $p = 0.05$

$GL = 3$ $X^2 = 7.81$

$5.91 < 7.81$ SE ACEPTA

4.5.1.3 DISTRIBUCION LOG NORMAL DE 3 PARAMETROS

$X_0 = -32.7598$
 $\mu y = 4.1680$
 $\sigma y = 0.1107$

Intervalo (i)	F(Si)	F(li)	ϵ_i	$(Q_i - \epsilon_i)^2 / \epsilon_i$
1	0.111	0.021	3.25	0.02
2	0.319	0.111	7.50	2.70
3	0.589	0.319	9.71	1.42
4	0.808	0.589	7.88	0.45
5	0.929	0.808	4.38	1.56
6	0.979	0.929	1.79	0.02
7				
8				
9				
10				
D=			34.51	6.17

$X^2 = 6.17$ $p = 0.05$
 $GL = 2$ $X^2 = 5.99$
6.17 < 5.99 Se rechaza

4.5.1.4 DISTRIBUCION GAMA DE 2 PARAMETROS

$\alpha = 1.6161$
 $\beta = 19.9385$

Intervalo (i)	F(Si)	F(li)	ϵ_i	$(Q_i - \epsilon_i)^2 / \epsilon_i$
1	0.083	0.011	2.58	0.07
2	0.273	0.083	6.84	3.88
3	0.537	0.273	9.52	1.30
4	0.766	0.537	8.24	0.61
5	0.904	0.766	4.98	0.82
6	0.967	0.904	2.27	0.03
7				
8				
9				
10				
D=			34.43	6.71

$X^2 = 6.17$ $p = 0.05$
 $GL = 3$ $X^2 = 7.81$
6.17 < 7.81 SE ACEPTA

4.5.1.5 DISTRIBUCION GAMA DE 3 PARAMETROS

$\alpha = 1.5489$
 $\beta = 20.80$

Intervalo (i)	F(Si)	F(li)	ϵ_i	$(Q_i - \epsilon_i)^2 / \epsilon_i$
1	0.079	0.010	2.48	0.11
2	0.270	0.079	6.87	3.83
3	0.539	0.270	9.71	1.42
4	0.772	0.539	8.37	0.67
5	0.909	0.772	4.96	0.84
6	0.970	0.909	2.19	0.02
7				
8				
9				
10				
D=			34.58	6.88

$X^2 = 6.88$ $p = 0.05$
 $GL = 3$ $X^2 = 7.81$

$6.88 < 7.81$	SE ACEPTA
---------------	-----------

4.5.1.6 DISTRIBUCION LOG-PEARSON TIPO III

$Y_0 = -1.3522$
 $\alpha = 0.0104$
 $\beta = 463.0629$

Intervalo (i)	F(Si)	F(li)	ϵ_i	$(Q_i - \epsilon_i)^2 / \epsilon_i$
1	0.099	0.008	3.25	0.02
2	0.337	0.099	8.57	1.37
3	0.614	0.337	9.99	1.59
4	0.814	0.614	7.19	0.20
5	0.921	0.814	3.86	2.55
6	0.969	0.921	1.73	0.04
7				
8				
9				
10				
D=			34.59	5.78

$X^2 = 5.78$ $p = 0.05$
 $GL = 2$ $X^2 = 5.99$

$5.78 < 5.99$	SE ACEPTA
---------------	-----------

4.5.1.7 DISTRIBUCION GUMBEL

$v = 28.9749$
 $\beta = 5.6265$

Intervalo (i)	F(Si)	F(li)	ϵ_i	$(Q_i - \epsilon_i)^2 / \epsilon_i$
1	0.076	0.002	2.66	0.04
2	0.340	0.076	9.51	0.65
3	0.637	0.340	10.68	2.05
4	0.828	0.637	6.88	0.11
5	0.924	0.828	3.46	3.62
6	0.967	0.924	1.57	0.12
7				
8				
9				
10				
D=			34.75	6.60

$X^2 = 6.60$ $p = 0.05$
 $GL = 3$ $X^2 = 7.81$

$6.60 < 7.81$	SE ACEPTA
---------------	-----------

4.5.1.8 DISTRIBUCION LOG GUMBEL

$v = 28.80$
 $\beta = 5.871$

Intervalo (i)	F(Si)	F(li)	ϵ_i	$(Q_i - \epsilon_i)^2 / \epsilon_i$
1	0.090	0.004	3.10	0.00
2	0.352	0.090	9.42	0.71
3	0.635	0.352	10.21	1.74
4	0.821	0.635	6.69	0.07
5	0.918	0.821	3.48	3.55
6	0.964	0.918	1.64	0.08
7				
8				
9				
10				
D=			34.55	6.15

$X^2 = 6.15$ $p = 0.05$
 $GL = 3$ $X^2 = 7.81$

$6.15 < 7.81$	SE ACEPTA
---------------	-----------

4.5.2 PRUEBAS DE BONDAD DE AJUSTE Smirnov – kolmogorov

La prueba de bondad de ajuste Smirnov Kolgomorov consiste en comparar las diferencias existentes entre la probabilidad empírica de los datos de la muestra y la probabilidad teórica, tomando el valor absoluto del valor máximo de la diferencia entre el valor observado y el valor de la recta teórica del modelo. La expresión Matemática es el siguiente:

$$\Delta = \max |F(x) - P(x)|$$

Donde:

Δ = estadístico de Smirnov-Kolmogorov.

$F(x)$ = probabilidad de la distribución teórica.

$P(x)$ = probabilidad experimental o empírica de los datos.

VENTAJAS Y LIMITACIONES:

No requiere del conocimiento a priori de la función de distribución teórica.

Es aplicable a distribuciones de datos no agrupados, en consecuencia no se requiere hacer intervalos de clase.

Es aplicable a cualquier distribución teórica.

Se aplica en la función de distribución acumulada y no en la función de densidad, no es una prueba exacta, sino una prueba aproximada.

PROCEDIMIENTO:

Ordenar los datos de la serie en forma descendente o descendente.

Calcular la probabilidad empírica, con la ecuación de Weibull

Calcular el valor de Z:

Calcular el valor de $F(z)$

Determinar el Valor absoluto de: $P(x) - F(x)$

4.5.2.1 AJUSTE DE UNA SERIE DE DATOS A LA DISTRIBUCIÓN NORMAL.

Cuadro N° 0-10: Cálculos de ajuste Smirnov Kolmogorov distribución normal.

m	Q(max) Historico	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Linal	Delta
1	23.942	0.0476	0.056	0.0576	0.0084
2	35.165	0.0952	0.1012	0.1032	0.0059
3	41.973	0.1429	0.1391	0.1412	0.0038
4	51.179	0.1905	0.2042	0.2062	0.0137
5	55.597	0.2381	0.241	0.2429	0.0029
6	60.447	0.2857	0.2852	0.2869	0.0005
7	62.256	0.3333	0.3026	0.3042	0.0307
8	62.49	0.381	0.3049	0.3065	0.076
9	63.408	0.4286	0.314	0.3155	0.1146
10	69.318	0.4762	0.3748	0.3758	0.1014
11	81.285	0.5238	0.5062	0.5062	0.0176
12	84.92	0.5714	0.5467	0.5463	0.0247
13	88.948	0.619	0.591	0.5902	0.0281
14	91.861	0.6667	0.6223	0.6213	0.0444
15	98.385	0.7143	0.6894	0.6879	0.0249
16	109.558	0.7619	0.7901	0.7881	0.0282
17	109.853	0.8095	0.7925	0.7904	0.0171
18	112.812	0.8571	0.8154	0.8133	0.0418
19	152.835	0.9048	0.9782	0.9773	0.0734
20	158.291	0.9524	0.985	0.9843	0.0326

Ajuste con momentos ordinarios:

Como el delta teórico 0.1146,
es menor que el delta tabular 0.3041.

Los datos se ajustan a la distribución Normal, con un nivel de significación del 5%

Parámetros de la distribución normal:

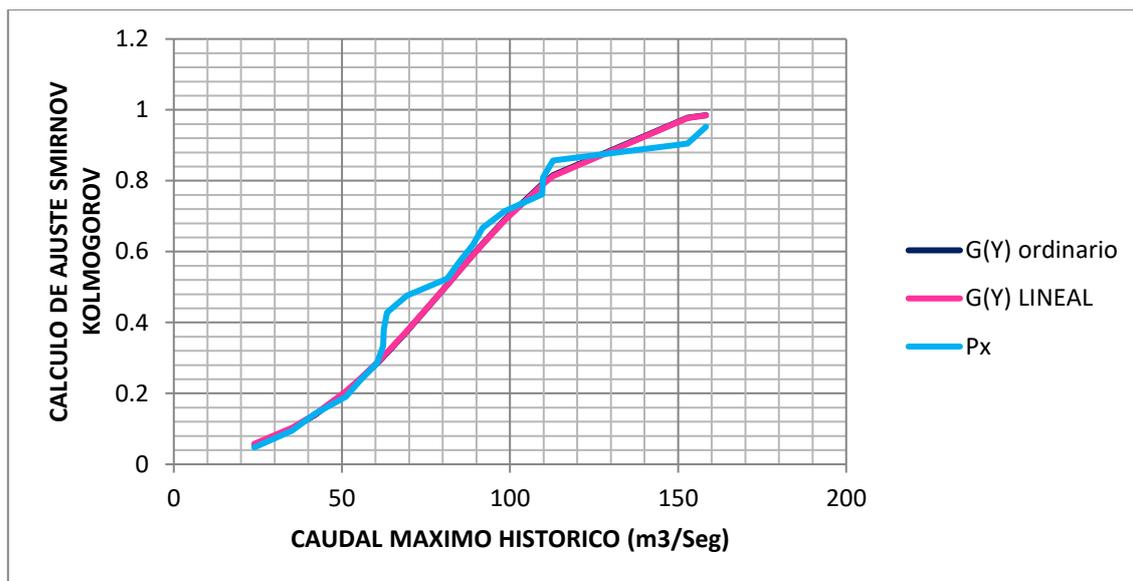
Con momentos ordinarios

Parámetro de localización (Xm)= 80.7262
Parámetro de escala (S)= 35.7389

Con momentos lineales

Media lineal (XI)= 80.7262
Desviación estándar lineal (SI)= 36.0527

Figura N° 14: Cálculos de ajuste Smirnov Kolmogorov distribución normal.



4.5.2.2 AJUSTE DE UNA SERIE DE DATOS A LA DISTRIBUCIÓN LOG NORMAL DE 2 PARÁMETROS

Cuadro N° 0-11: Calculos de ajuste Smirnov Kolmogorov distribución normal. 2 Parametros

m	Q(max) Historico	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Linal	Delta
1	23.942	0.0476	0.0093	0.0101	0.0383
2	35.165	0.0952	0.0614	0.0639	0.0338
3	41.973	0.1429	0.121	0.1241	0.0218
4	51.179	0.1905	0.2261	0.2291	0.0357
5	55.597	0.2381	0.282	0.2845	0.0439
6	60.447	0.2857	0.3444	0.3463	0.0586
7	62.256	0.3333	0.3675	0.3692	0.0342
8	62.49	0.381	0.3705	0.3721	0.0104
9	63.408	0.4286	0.3822	0.3837	0.0464
10	69.318	0.4762	0.4555	0.4561	0.0207
11	81.285	0.5238	0.5886	0.5875	0.0648
12	84.92	0.5714	0.6241	0.6226	0.0527
13	88.948	0.619	0.6606	0.6586	0.0415
14	91.861	0.6667	0.6851	0.6829	0.0184
15	98.385	0.7143	0.7346	0.7319	0.0203
16	109.558	0.7619	0.8033	0.8002	0.0414
17	109.853	0.8095	0.8049	0.8018	0.0046
18	112.812	0.8571	0.82	0.8168	0.0372
19	152.835	0.9048	0.9401	0.9377	0.0353
20	158.291	0.9524	0.9484	0.9461	0.004

Ajuste con momentos ordinarios:

Como el delta teórico

0.0648

es menor que el delta tabular 0.3041

Los datos se ajustan a la distribución logNormal 2 parámetros, con un nivel de significación del 5%

Parámetros de la distribución logNormal:

Con momentos ordinarios

Parámetro de escala (μy)= 4.2917

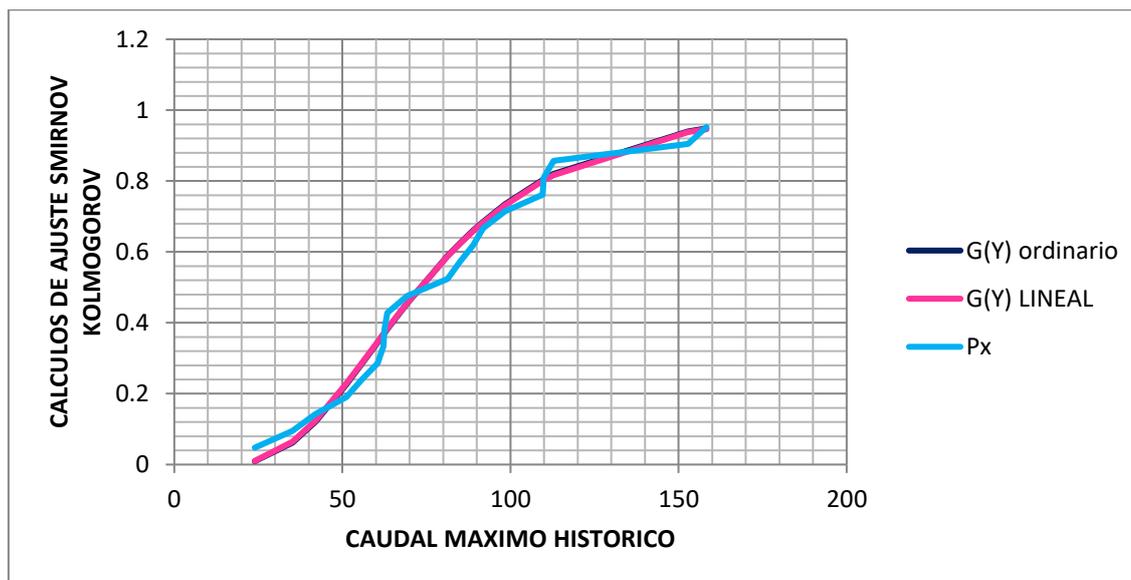
Parámetro de forma (Sy)= 0.4742

Con momentos lineales

Parámetro de escala (μyl)= 4.2917

Parámetro de forma (Syl)= 0.4804

Figura N° 15: Cálculos de ajuste Smirnov Kolmogorov distribución normal. 2 Parámetros.



4.5.2.3 AJUSTE DE UNA SERIE DE DATOS A LA DISTRIBUCIÓN LOGNORMAL DE 3 PARÁMETROS.

Calculos de ajuste Smirnov Kolmogorov distribución normal. 2 Parametros.

Cuadro N° 0-12: Cálculos de ajuste Smirnov Kolmogorov distribución Log Normal 3 parámetros.

m	Q(max) Historico	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Linal	Delta
1	23.942	0.0476	-1.9994	0.0228	0.0248
2	35.165	0.0952	-1.4835	0.069	0.0263
3	41.973	0.1429	-1.1995	0.1152	0.0277
4	51.179	0.1905	-0.8445	0.1992	0.0087
5	55.597	0.2381	-0.6845	0.2468	0.0087
6	60.447	0.2857	-0.5158	0.303	0.0173
7	62.256	0.3333	-0.4546	0.3247	0.0086
8	62.49	0.381	-0.4467	0.3275	0.0534
9	63.408	0.4286	-0.4161	0.3387	0.0899
10	69.318	0.4762	-0.2241	0.4113	0.0648
11	81.285	0.5238	0.1391	0.5553	0.0315
12	84.92	0.5714	0.2433	0.5961	0.0247
13	88.948	0.619	0.3557	0.639	0.0199
14	91.861	0.6667	0.4352	0.6683	0.0016
15	98.385	0.7143	0.6077	0.7283	0.014
16	109.558	0.7619	0.8871	0.8125	0.0506
17	109.853	0.8095	0.8943	0.8144	0.0049
18	112.812	0.8571	0.9651	0.8327	0.0244
19	152.835	0.9048	1.8188	0.9655	0.0608
20	158.291	0.9524	1.9225	0.9727	0.0203

Ajuste con momentos ordinarios:

Como el delta teórico 0.0899

es menor que el delta tabular 0.3041

Los datos se ajustan a la distribución log Normal 3 parámetros, con un nivel de significación de

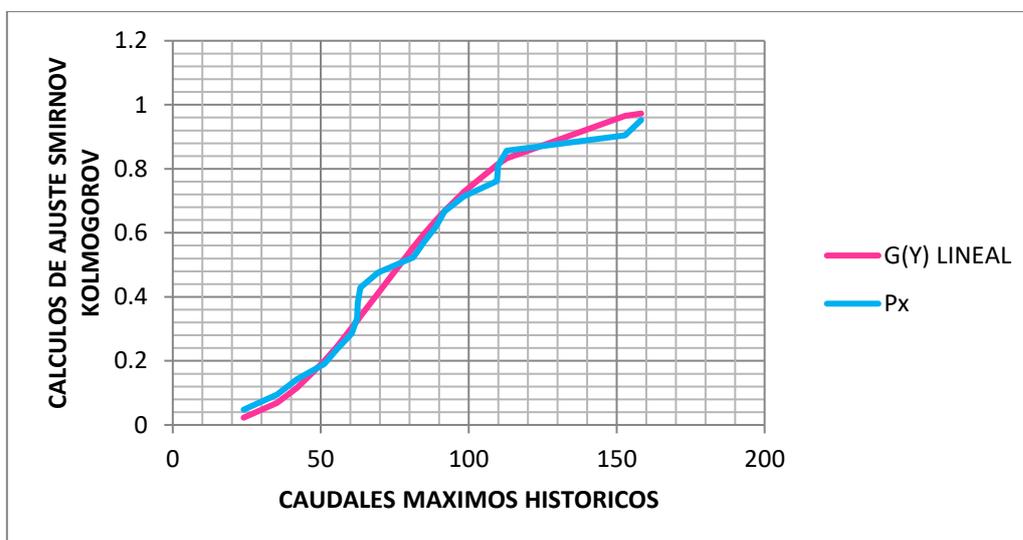
Parámetros de la distribución Log normal:

Parámetro de posición (xo)= -59.4535

Parámetro de escala (μy)= 4.9129

Parámetro de forma (Sy)= 0.2447

Figura N° 16: Cálculos de ajuste Smirnov Kolmogorov distribución Log Normal 3 parámetros.



4.5.2.4 AJUSTE DE UNA SERIE DE DATOS A LA DISTRIBUCIÓN GAMMA DE 2 PARÁMETROS

Cuadro N° 4-13: Cálculos de ajuste Smirnov Kolmogorov distribución Gama de 2 parámetros.

m	Q(max) Historico	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Linal	Delta
1	23.942	0.0476	0.0158	0.0931	0.0318
2	35.165	0.0952	0.0656	0.1861	0.0296
3	41.973	0.1429	0.1169	0.2487	0.026
4	51.179	0.1905	0.208	0.3352	0.0175
5	55.597	0.2381	0.2581	0.3762	0.02
6	60.447	0.2857	0.316	0.4203	0.0303
7	62.256	0.3333	0.3381	0.4364	0.0047
8	62.49	0.381	0.3409	0.4385	0.04
9	63.408	0.4286	0.3522	0.4465	0.0764
10	69.318	0.4762	0.4247	0.4971	0.0515
11	81.285	0.5238	0.5646	0.5906	0.0407
12	84.92	0.5714	0.6036	0.6165	0.0322
13	88.948	0.619	0.6444	0.6437	0.0254
14	91.861	0.6667	0.6723	0.6625	0.0056
15	98.385	0.7143	0.7293	0.7018	0.015
16	109.558	0.7619	0.8096	0.7604	0.0477
17	109.853	0.8095	0.8114	0.7618	0.0019
18	112.812	0.8571	0.829	0.7756	0.0281
19	152.835	0.9048	0.9613	0.9039	0.0565
20	158.291	0.9524	0.969	0.9148	0.0166

Ajuste con momentos ordinarios:

Como el delta teórico 0.0764
 es menor que el delta tabular 0.3041

Los datos se ajustan a la distribución Gamma de 2 parámetros, con un nivel de significación del 5%

Los 2 parámetros de la distribución Gamma:

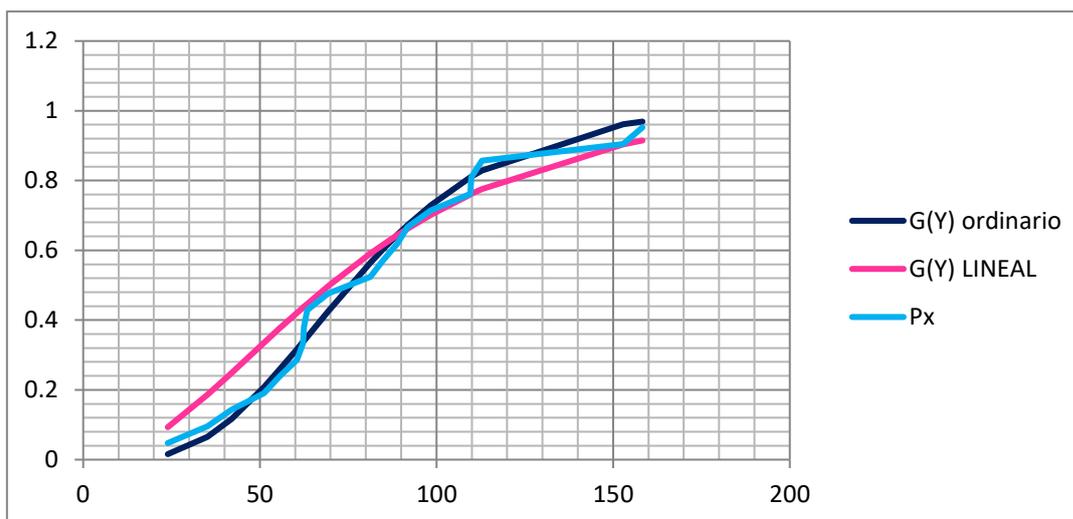
Con momentos ordinarios

Parámetro de forma (gamma)= 5.1937
 Parámetro de escala (beta)= 15.5431

Con momentos lineales

Parámetro de forma (gammal)= 2.3634
 Parámetro de escala (betal)= 34.1567

Figura N° 17: Cálculos de ajuste Smirnov Kolmogorov distribución Gama de 2 parámetros.



**4.5.2.5 AJUSTE DE UNA SERIE DE DATOS A LA DISTRIBUCIÓN
GAMMA DE 3 PARÁMETROS**

Cuadro N° 4-14: Cálculos de ajuste Smirnov Kolmogorov distribución Gama de 3 parámetros.

m	Q(max) Historico	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Linal	Delta
1	23.942	0.0476	0.0288	0.0237	0.0188
2	35.165	0.0952	0.0798	0.0789	0.0154
3	41.973	0.1429	0.1275	0.1313	0.0153
4	51.179	0.1905	0.2108	0.221	0.0203
5	55.597	0.2381	0.2569	0.2695	0.0188
6	60.447	0.2857	0.3107	0.3252	0.025
7	62.256	0.3333	0.3314	0.3463	0.0019
8	62.49	0.381	0.3341	0.3491	0.0468
9	63.408	0.4286	0.3447	0.3598	0.0838
10	69.318	0.4762	0.4138	0.4291	0.0624
11	81.285	0.5238	0.551	0.5631	0.0272
12	84.92	0.5714	0.5902	0.6007	0.0188
13	88.948	0.619	0.6317	0.6402	0.0126
14	91.861	0.6667	0.6602	0.6672	0.0065
15	98.385	0.7143	0.7191	0.7227	0.0048
16	109.558	0.7619	0.8034	0.8018	0.0415
17	109.853	0.8095	0.8053	0.8037	0.0042
18	112.812	0.8571	0.824	0.8212	0.0332
19	152.835	0.9048	0.9635	0.9568	0.0587
20	158.291	0.9524	0.9713	0.9651	0.0189

Ajuste con momentos ordinarios:

Como el delta teórico 0.08385

es menor que el delta tabular 0.3041

Los datos se ajustan a la distribución Gamma de 3 parámetros,
con un nivel de significación del 5%

Los 3 parámetros de la distribución Gamma:

Con momentos ordinarios

Parámetro de localización (Xo)= -25.366

Parámetro de forma (gamma)= 8.8122

Parámetro de escala (beta)= 12.0392

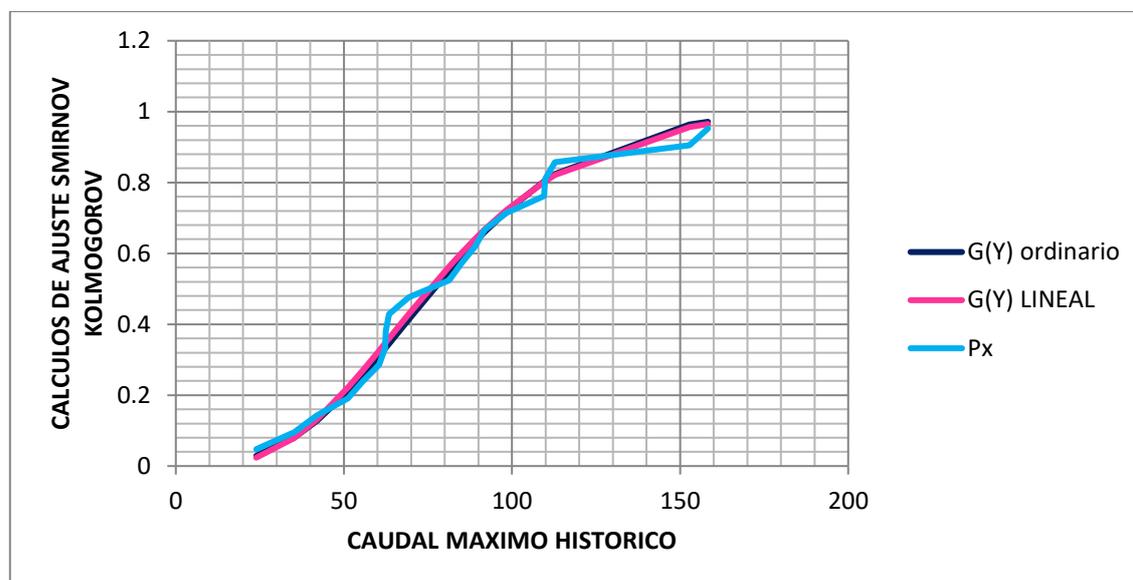
Con momentos lineales

Parámetro de localización (Xo)= -5.0868

Parámetro de forma (gamma)= 5.4099

Parámetro de escala (beta)= 15.8622

Figura N° 18: Cálculos de ajuste Smirnov Kolmogorov distribución Gama de 3 parámetros.



4.5.2.6 AJUSTE DE UNA SERIE DE DATOS A LA DISTRIBUCIÓN LOG-PEARSON TIPO III

Cuadro N° 0-15: Cálculos de ajuste Smirnov Kolmogorov distribución Log-pearson tipo III.

m	Q(max) Historico	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Linal	Delta
1	23.942	0.0476	0	0.0012	0.0464
2	35.165	0.0952	0	0.045	0.0502
3	41.973	0.1429	0	0.1155	0.0274
4	51.179	0.1905	0	0.2428	0.0523
5	55.597	0.2381	0	0.3075	0.0695
6	60.447	0.2857	0	0.3769	0.0912
7	62.256	0.3333	0	0.4019	0.0686
8	62.49	0.381	0	0.4051	0.0241
9	63.408	0.4286	0	0.4175	0.0111
10	69.318	0.4762	0	0.4929	0.0167
11	81.285	0.5238	0	0.6205	0.0966
12	84.92	0.5714	0	0.6527	0.0812
13	88.948	0.619	0	0.6851	0.0661
14	91.861	0.6667	0	0.7066	0.04
15	98.385	0.7143	0	0.7493	0.035
16	109.558	0.7619	0	0.8074	0.0455
17	109.853	0.8095	0	0.8087	0.0008
18	112.812	0.8571	0	0.8214	0.0357
19	152.835	0.9048	0	0.9248	0.02
20	158.291	0.9524	0	0.9325	0.0199

Ajuste con momentos lineales:

Como el delta teórico 0.09664
es menor que el delta tabular 0.3041

Los datos se ajustan a la distribución Log-Pearson tipo 3, con un nivel de significación del 5%

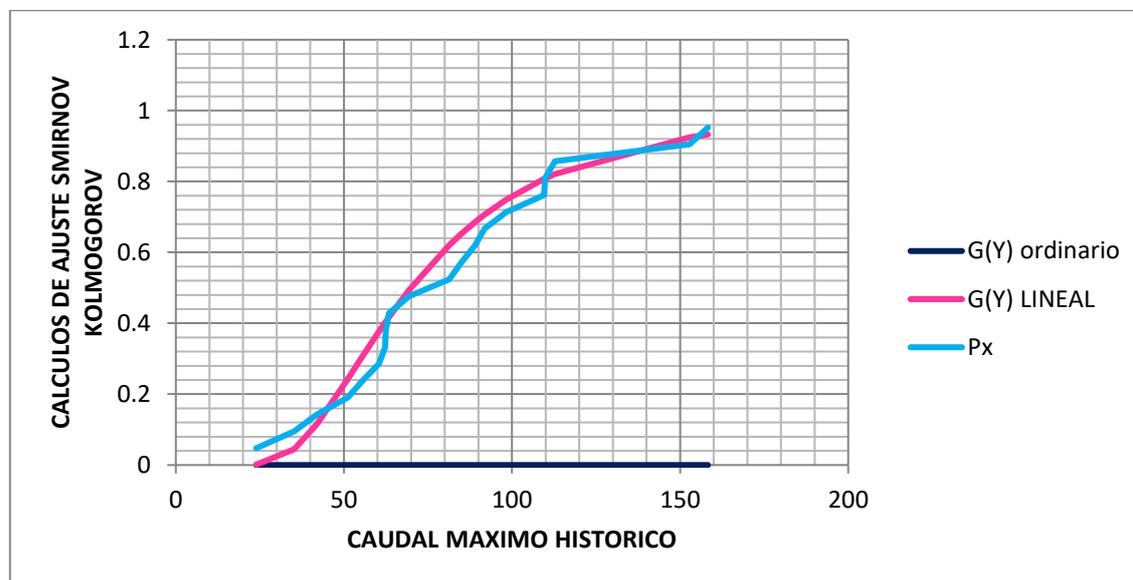
Con momentos ordinarios

Parámetro de localización (X_0)= 6.197
Parámetro de forma (γ)= 16.1441
Parámetro de escala (β)= -0.118

Con momentos lineales

Parámetro de localización (X_0)= 2.5382
Parámetro de forma (γ)= 13.0712
Parámetro de escala (β)= 0.1342

Figura N° 19: Cálculos de ajuste Smirnov Kolmogorov distribución Log-Pearson tipo III



4.5.2.7 AJUSTE DE UNA SERIE DE DATOS A LA DISTRIBUCIÓN

GUMBEL

Cuadro Nº 0-16: Cálculos de ajuste Smirnov Kolmogorov distribución Gumbel.

m	Q(max) Historico	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Linal	Delta
1	23.942	0.0476	0.0135	0.0205	0.0342
2	35.165	0.0952	0.0561	0.0705	0.0391
3	41.973	0.1429	0.1048	0.1221	0.0381
4	51.179	0.1905	0.1977	0.2151	0.0072
5	55.597	0.2381	0.2507	0.2666	0.0126
6	60.447	0.2857	0.3127	0.3261	0.027
7	62.256	0.3333	0.3364	0.3487	0.0031
8	62.49	0.381	0.3395	0.3516	0.0415
9	63.408	0.4286	0.3516	0.3631	0.077
10	69.318	0.4762	0.4293	0.4368	0.0469
11	81.285	0.5238	0.5768	0.5764	0.053
12	84.92	0.5714	0.6169	0.6147	0.0455
13	88.948	0.619	0.6584	0.6542	0.0393
14	91.861	0.6667	0.6863	0.681	0.0196
15	98.385	0.7143	0.7424	0.7352	0.0281
16	109.558	0.7619	0.8191	0.8104	0.0572
17	109.853	0.8095	0.8209	0.8121	0.0113
18	112.812	0.8571	0.8373	0.8285	0.0198
19	152.835	0.9048	0.9587	0.953	0.0539
20	158.291	0.9524	0.9659	0.9608	0.0135

Ajuste con momentos ordinarios:

Como el delta teórico 0.077
 es menor que el delta tabular 0.3041

Los datos se ajustan a la distribución Gumbel, con un nivel de significación del 5%

Parámetros de la distribución Gumbel:

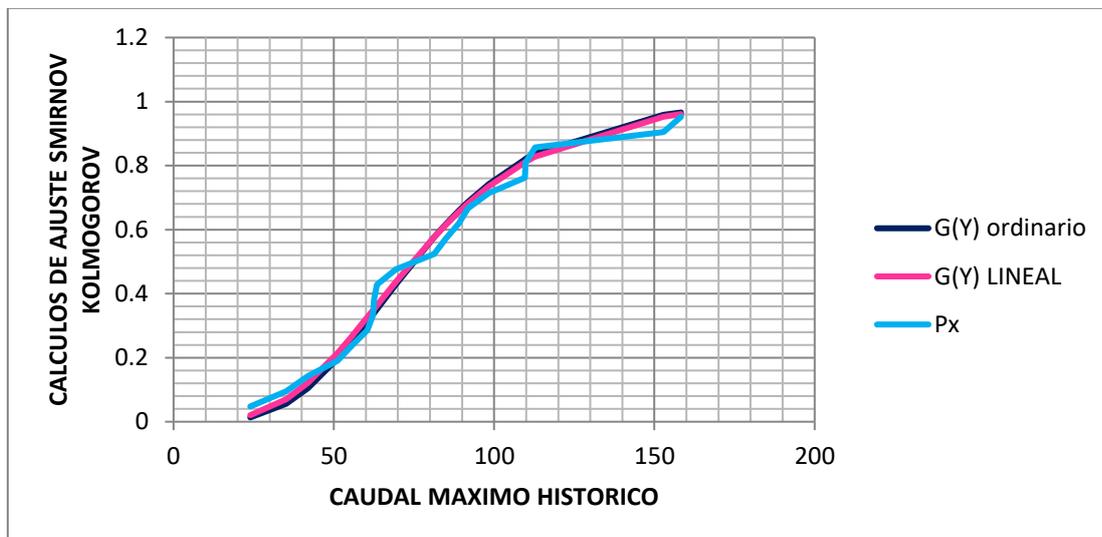
Con momentos ordinarios

Parámetro de posición (μ)= 64.6418
 Parámetro de escala (alfa)= 27.8655

Con momentos lineales

Parámetro de posición (μ)= 63.7876
 Parámetro de escala (alfa)= 29.3452

Figura N° 20: Caudal Cálculos de ajuste Smirnov Kolmogorov distribución Gumbel.



4.5.2.8 AJUSTE DE UNA SERIE DE DATOS A LA DISTRIBUCIÓN LOGGUMBEL O DISTRIBUCIÓN DE FRÉCHET

Cuadro N° 0-17: Cálculos de ajuste Smirnov Kolmogorov distribución de log Gumbel.

m	Q(max) Historico	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Linal	Delta
1	23.942	0.0476	0	0.0001	0.0476
2	35.165	0.0952	0.0172	0.0261	0.078
3	41.973	0.1429	0.0807	0.0983	0.0622
4	51.179	0.1905	0.2294	0.2474	0.0389
5	55.597	0.2381	0.3083	0.3229	0.0702
6	60.447	0.2857	0.3912	0.4015	0.1055
7	62.256	0.3333	0.4204	0.429	0.087
8	62.49	0.381	0.4241	0.4325	0.0431
9	63.408	0.4286	0.4384	0.4459	0.0098
10	69.318	0.4762	0.5231	0.5257	0.0469
11	81.285	0.5238	0.6562	0.6519	0.1324
12	84.92	0.5714	0.6878	0.6821	0.1164
13	88.948	0.619	0.7188	0.7119	0.0998
14	91.861	0.6667	0.7389	0.7313	0.0722
15	98.385	0.7143	0.7778	0.7691	0.0635
16	109.558	0.7619	0.8287	0.8192	0.0668
17	109.853	0.8095	0.8298	0.8203	0.0203
18	112.812	0.8571	0.8406	0.8311	0.0165
19	152.835	0.9048	0.9265	0.9184	0.0217
20	158.291	0.9524	0.9329	0.9251	0.0195

Ajuste con momentos ordinarios:

Como el delta teórico 0.1324
es menor que el delta tabular 0.3041

Los datos se ajustan a la distribución log Gumbel, con un nivel de significación del 5%

Parámetros de la distribución log Gumbel:

Con momentos ordinarios

Parámetro de posición (μ)= 4.0783

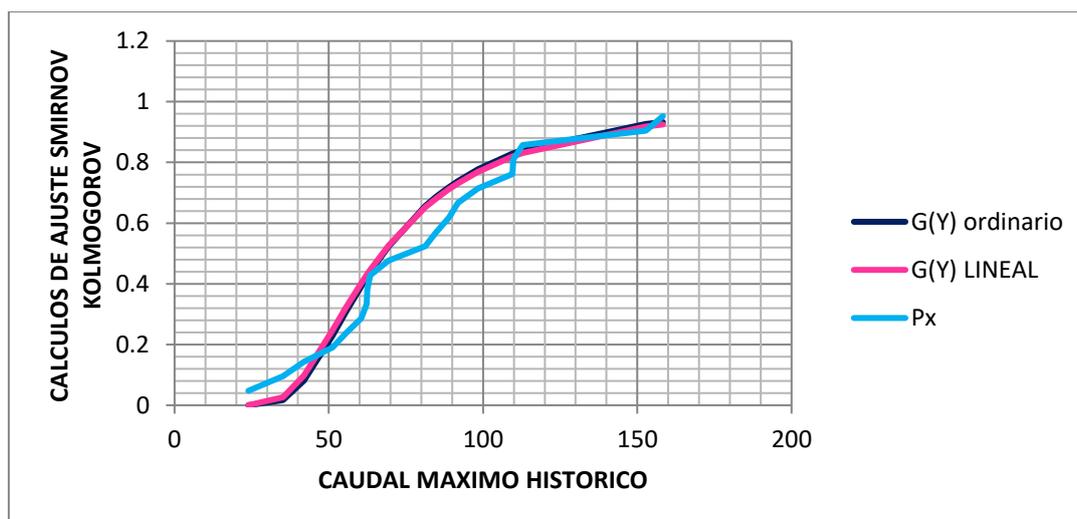
Parámetro de escala (alfa)= 0.3697

Con momentos lineales

Parámetro de posición (μ)= 4.066

Parámetro de escala (alfa)= 0.391

Figura N° 21: Cálculos de ajuste Smirnov Kolmogorov distribución de log Gumbel.



De los resultados de la prueba de ajuste Smirnov – Kolmogorov se puede indicar que la frecuencia del río Verde se ajustan a las distribuciones teóricas Normal, Log normal 2 y 3 parámetros, distribución Gama 2 y3, distribución Gumbel y distribución Log Gumbel, dado que los valores de delta teórico son menores que el valor de delta tabular; sin embargo las distribución Pearson tipo III, las frecuencia empírica del río verde no se ajusta a esta distribución la diferencia es mínima (0.7499); sin embargo, esta distribución se puede emplear para determinar caudales máximos para diseño de obras

hidráulicas; su empleo de esta distribución queda a criterio de los profesionales.

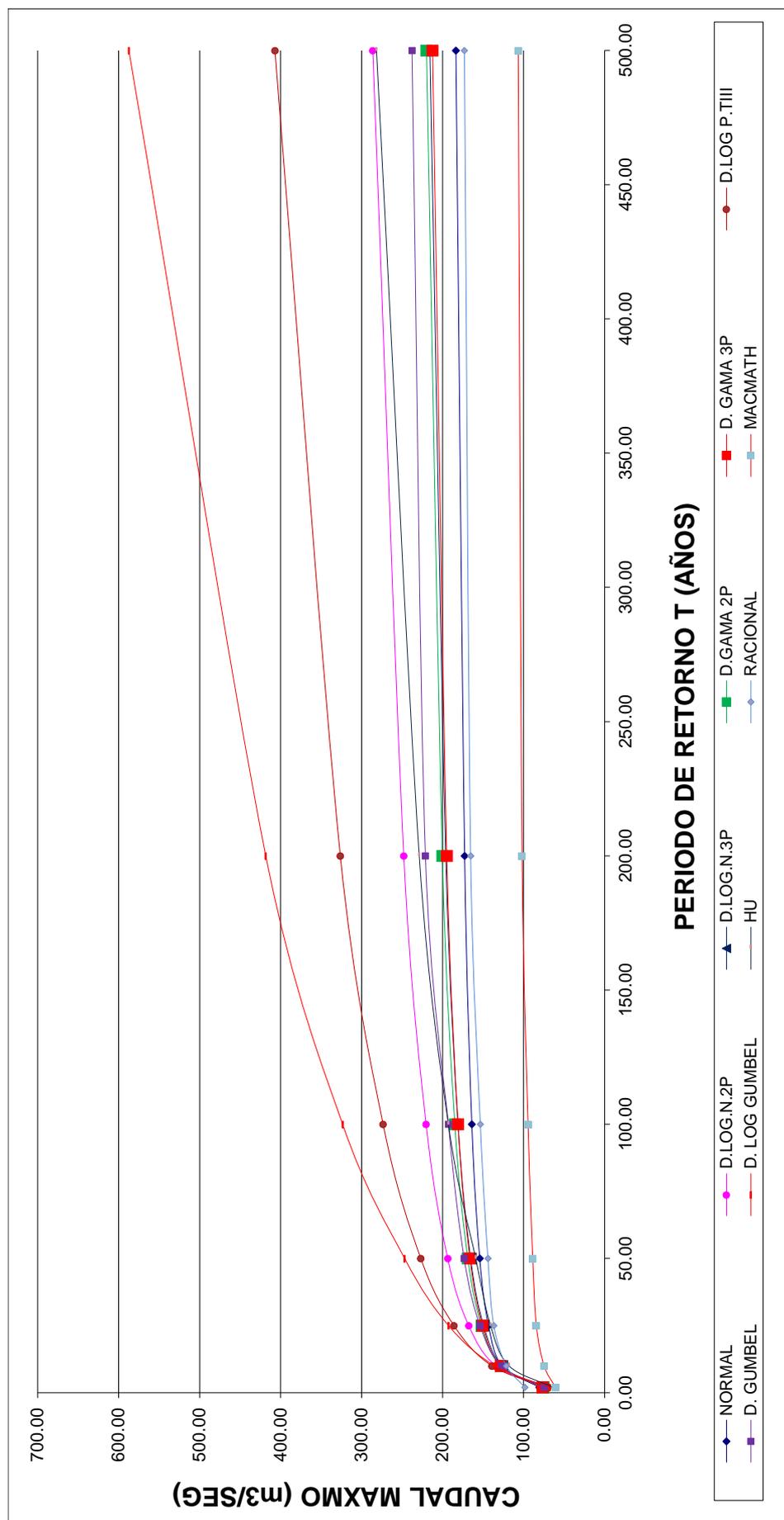
4.4. COMPARACION DE METODOS EMPIRICOS Y METODOS PROBABILISTICOS PARA LA DETERMINACION DE LAS AVENIDAS DE DISEÑO.

Con los resultados ya obtenidos en los ítems anteriores se procede a realizar el análisis comparativo mediante los gráficos siguientes:

Cuadro Nº 0-18: Comparación de métodos empíricos y métodos probabilísticos para la determinación de las avenidas de diseño.

TR AÑOS	CAUDAL MAXIMO (m3/Seg)													
	METODOS PROBABILISTICOS							METODOS EMPÍRICOS						
	NORMA L	LOG.N.2P	LOG.N.3P	GAMMA 2P	GAMMA 3P	LOG P.III	GUMBE L	LOG GUMBEL	RACIONA L	MACMAT H	HU			
2.00	80.73	73.09	76.58	75.61	76.74	69.91	74.85	67.61	98.45	60.64	63.71			
10.00	126.5	134.2	126.6	128.1	128.3	139.0	127.3	135.6	121.25	74.69	118.0			
25.00	143.3	167.6	149.3	152	150.7	185.9	153.7	192.6	136.80	84.26	140.8			
50.00	154.1	193.6	165.4	168.8	166.2	226.9	173.3	246.8	144.05	88.73	159.1			
100.0	163.8	220.3	180.9	184.8	180.9	273.4	192.8	323.4	153.38	94.48	192.8			
200.0	172.8	247.9	196.0	200.2	194.8	326.3	221.2	418.3	165.40	101.88	228.8			

Figura N° 22: comparación de métodos empíricos y métodos probabilísticos para la determinación de las avenidas de diseño.



Del análisis comparativo mediante los gráficos anteriores figura 22 y cuadros 4-18, Los métodos empírico Mac Math y los métodos probabilísticos Distribución Log-Pearson tipo III y distribución log Gumbel existe mucha diferencia en los resultados obtenidos.

Por lo contrario el método empírico Racional, Hidrogama Unitario y los métodos probabilístico distribución Normal, Log normal 2 Y 3 parámetros, distribución Gama 2 y 3, distribución, Gumbel, se observa que los resultados son muy similares.

4.5. DETERMINACIÓN DE NUEVAS RESTRICCIONES DE APLICACIÓN DE LOS MÉTODOS EMPÍRICOS EN LA CUENCA DEL RÍO VERDE

Entre las restricciones encontradas en los métodos empíricos se puede referir:

- Proporciona solamente un caudal pico.
- Supone que la lluvia es uniforme en el tiempo (intensidad constante), lo cual es solo cierto cuando la duración de la lluvia es muy corta.
- El método racional también supone que la lluvia es uniforme en toda el área de la cuenca en estudio, lo cual es parcialmente valido si la extensión de esta es muy pequeña.
- Asumen que la escorrentía es directamente proporcional a la precipitación (si duplica la precipitación, la escorrentía se duplica también). En realidad esto no es cierto, pues la escorrentía depende también de muchos otros factores, tales como precipitaciones antecedentes, condiciones de humedad, antecedentes del suelo, etc.
- Ignoran los efectos de almacenamiento o retención temporal del agua escurrida en la superficie, cauces, conductos y otros elementos naturales y artificiales). asumen que el periodo de retorno de la precipitación y el de la escorrentía son los mismos, lo que sería cierto en áreas impermeables, en donde las condiciones de humedad antecedente del suelo no influyen de forma significativa en la escorrentía superficial.

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

5.1. CONCLUSIONES.

- Del análisis comparativo efectuado se establece que las avenidas de diseño estimado con métodos empíricos, Mac Math y los métodos probabilísticos Distribución Log-Pearson tipo III y distribución log Gumbel existe mucha diferencia en los resultados obtenidos, no dan resultados muy próximos a los obtenidos con el métodos empíricos Racional, Hidrogama Unitario y los métodos probabilístico distribución Normal, Log normal 2 Y 3 parámetros, distribución Gama 2 y 3, distribución, Gumbel, de resultados muy próximos pero de valores diferentes para igual periodos de retorno, quedando a criterio la selección del valor más probable el mismo que debe tener una relación con la importancia de la obra hidráulica.
- Considerando las restricciones establecidos para la aplicación del método empírico de Hidrogama Unitario se obtienen avenidas de diseño con mayor exactitud a los métodos probabilísticos, distribución Normal, Log normal 2 Y 3 parámetros, distribución Gama 2 y 3, distribución, Gumbel.
- La estimación de avenidas de diseño, mediante las distribuciones Normal, Log normal 2 Y 3 parámetros, distribución Gama 2 y 3, distribución, Gumbel,, para periodos de retorno de 10, 25, 50 100, 200, 500 años, son confiables porque se tomó como dato fuente caudales máximos aforados.
- Los métodos empírico, Mac Math no muestran un buen desempeño en la estimación de avenidas de diseño en cuencas de áreas mayores y si mucha información meteorológica.
- Entre las restricciones encontradas en los métodos empíricos se puede decir que proporciona solamente un caudal pico, supone que la lluvia es uniforme en el tiempo (intensidad constante), el método racional también supone que la lluvia es uniforme en toda el área de la cuenca, asumen que la escorrentía es directamente proporcional a la precipitación, asumen que el periodo de retorno de la precipitación y el de la escorrentía son los mismos.

5.2. RECOMENDACIONES

- Los buenos resultados obtenidos en esta investigación recomiendan que en trabajos futuros se haga la investigación de la aplicación de los métodos empíricos y probabilísticos, la investigación de otros métodos. o modelos que consideren la determinación de las avenidas de diseño para nuestra región.
- Como recomendación final de esta investigación, se espera la consideración y recomendación de usar métodos Probabilísticos en la determinación de avenidas de diseño, y de no contar con aforos históricos usar el método empírico del hidrograma Unitario.
- Se recomienda usar métodos Empíricos en la determinación de avenidas de diseño, en cuencas muy pequeñas y para el diseño de estructuras de menor envergadura.

6. BIBLIOGRAFIA

1. ALT (Autoridad Binacional Autónoma del Sistema Hídrico TDPS): Disponibilidad Hídrica de las cuencas afluentes al Lago Titicaca, 2005.
2. Chow, Ven Te; Maidment, David R. and Mays, Larry W. (1994) "Hidrología Aplicada", Editorial McGraw-Hill, Interamericana S.A.(Traduc). Impreso D'vinni Editorial Ltda. Santafé de Bogotá, Colombia.
3. INRENA (2008) Evaluación de los Recursos Hídricos en las Cuencas de los Ríos Cabanillas y Lampa, Estudio de Hidrología. Intendencia de Recursos Hídricos. ATDR Juliaca.
4. Mejía M., Abel (2004) "Hidrología Aplicada", UNA La Molina, CIP-FIA, Lima – Perú.
5. US Army Corps of Engineers (2000) "HEC-HMS Hydrologic Modeling System", Technical Reference Manual, Hydrologic Engineering Center, Davis, CA-USA.
6. Varas C., Eduardo y Bois, Philippe (2002) "Hidrología Probabilística", Ediciones Universidad Católica de Chile.
7. Mejía, A. 2005. Hidrología Aplicada. UNA La Molina, CIP-FIA, Lima, Peru.
8. VILLALOBOS, M. (2005). Diseño de drenaje superficial Editorial Tecnológica de Costa Rica.
9. VILLÓN, M. (2005), Hidrología Estadística. Tercera edición Editorial Villón. Lima Perú.
10. VILLÓN, M. (2002), HidroEsta Segunda edición, editorial Villón. Lima Perú.
11. VILLÓN, M. (2002) "Hidrología" Segunda edición, Editorial Villón. Lima-Perú.

7. ANEXOS

7.1. INFORMACION HIDROMETEOROLOGICA

PRECIPITACIÓN MÁXIMA 24 HORAS (mm)													
ESTACION : Pampahuta	LAT-S : 15°29'00.7"										DPTO. : Puno		
CUENCA : Cabanillas	LON-W : 70° 40' 32.8"										PROV. : Lampa		
CODIGO : 110762	ALTITUD : 4400 msnm										DIST. : Paratia		
TIPO : CO													
Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Set	Oct	Nov	Dic	MAX
1992	18.40	36.60	8.90	8.20	0.00	1.60	0.00	28.70	0.00	6.00	17.00	23.40	36.60
1993	36.30	30.80	26.80	13.00	3.80	0.80	0.00	7.30	1.60	32.60	22.40	30.80	36.30
1994	35.60	18.60	23.40	14.70	23.40	1.10	0.00	0.00	12.70	10.50	37.30	21.60	37.30
1995	20.30	22.20	22.30	17.50	1.10	0.00	0.00	2.60	4.70	5.50	11.90	25.40	25.40
1996	39.80	20.30	11.40	19.10	15.00	0.00	0.00	18.10	6.20	2.10	29.60	38.80	39.80
1997	40.60	27.20	12.40	17.30	4.90	0.00	0.30	7.50	14.30	11.70	42.30	24.30	42.30
1998	19.60	38.00	18.00	17.50	0.00	0.90	0.00	0.00	0.00	16.20	21.00	18.50	38.00
1999	30.00	12.80	29.10	25.80	16.60	1.10	0.80	1.90	5.20	23.40	13.90	38.60	38.60
2000	34.00	30.50	34.40	12.00	6.60	1.50	0.40	6.50	4.40	24.70	5.00	28.70	34.40
2001	28.90	49.90	17.70	29.60	14.20	2.90	3.70	7.20	5.70	20.50	12.10	20.00	49.90
2002	40.50	47.90	13.60	17.00	5.70	1.10	13.80	2.20	4.30	12.30	16.00	30.80	47.90
2003	36.40	31.40	35.20	7.20	5.60	2.80	0.00	0.00	7.90	14.00	7.60	29.00	36.40
2004	28.30	40.00	13.90	16.60	0.00	0.30	5.40	4.90	15.00	8.10	9.30	20.00	40.00
2005	20.60	30.60	15.60	19.40	0.00	0.00	0.00	0.60	20.60	9.00	43.30	28.00	43.30
2006	17.70	30.40	30.20	33.10	1.80	0.00	0.00	9.10	15.30	11.30	28.80	14.20	33.10
2007	25.50	33.00	29.90	20.00	7.80	0.00	7.10	0.00	4.50	14.40	13.50	20.50	33.00
2008	25.20	12.70	26.20	3.50	0.50	3.90	0.00	0.20	3.30	13.60	6.90	38.60	38.60
2009	12.70	26.30	16.10	15.90	2.60	0.00	3.40	0.70	3.40	15.80	19.10	21.90	26.30
2010	31.10	32.70	18.70	10.90	4.20	0.00	0.00	0.00	0.00	13.10	18.80	20.30	32.70
2011	28.30	23.10	22.30	27.60	2.90	0.00	3.90	1.50	8.20	4.90	15.60	31.10	31.10
PROM.	28.49	29.75	21.31	17.30	5.84	0.90	1.94	4.95	6.87	13.49	19.57	26.23	37.05
STAND.	8.36	9.98	7.86	7.49	6.54	1.15	3.53	7.22	5.80	7.41	11.31	7.07	6.14
MAX	40.60	49.90	35.20	33.10	23.40	3.90	13.80	28.70	20.60	32.60	43.30	38.80	49.90
MIN	12.70	12.70	8.90	3.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.10	5.00	14.20	25.40

CAUDALES MAXIMOS DIARIOS (m3/s)													
NOMBRI : RIO VERDE													
CUENCA : COATA													
CODIGO :													
TIPO : HLG													
LATITUD				15°33'42.2"				REGION : PUNO					
LONGITUD				70°42'42.9"				PROV : LAMPA					
ALTITUD				4250 MSNM				DIST : SANTA LUCIA					
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	MAX
1992	23.9	5.3	7.4	1.4	0.6	0.6	0.7	1.8	0.7	2.0	5.7	15.9	23.942
1993	55.6	4.7	15.3	8.3	2.3	0.9	0.8	0.6	0.9	2.0	29.2	15.3	55.597
1994	14.5	42.0	33.4	20.7	4.7	1.3	0.8	0.7	0.6	0.5	7.8	12.1	41.973
1995	14.5	35.2	33.9	9.8	2.0	1.1	0.9	0.8	0.8	0.7	1.7	22.9	35.165
1996	27.3	34.5	29.4	23.3	5.0	1.3	1.0	1.4	1.0	0.8	7.0	69.3	69.318
1997	88.9	57.0	33.4	13.5	4.0	1.7	1.4	1.9	4.6	2.6	10.3	11.4	88.948
1998	53.7	62.3	30.2	12.5	1.8	1.2	1.0	0.7	0.7	1.3	6.3	5.0	62.256
1999	22.8	63.4	57.1	54.4	12.9	2.6	1.4	1.0	1.1	8.7	4.7	3.5	63.408
2000	94.0	109.9	85.3	8.4	3.0	1.6	1.0	1.0	1.7	3.7	1.1	19.7	109.853
2001	92.9	152.8	51.3	65.3	6.0	2.1	1.1	1.0	1.2	1.7	1.7	5.0	152.835
2002	101.1	158.3	100.6	39.8	10.1	2.1	2.7	1.1	1.0	5.2	9.1	48.3	158.291
2003	42.0	98.4	57.4	24.6	3.7	2.2	2.0	1.4	1.5	1.2	1.2	27.4	98.385
2004	48.4	91.9	23.0	11.8	2.9	1.2	1.4	1.6	1.4	1.0	2.3	12.0	91.861
2005	17.4	109.6	29.3	16.6	3.6	1.3	0.9	0.9	1.1	1.0	4.2	26.2	109.558
2006	48.5	109.9	112.8	88.3	8.4	2.2	1.5	1.3	1.4	1.8	6.1	18.1	112.812
2007	70.3	25.3	81.3	29.4	8.6	2.1	1.8	1.1	0.9	2.8	8.3	11.5	81.285
2008	84.9	45.1	65.6	6.1	2.1	1.8	1.2	1.0	0.9	1.5	1.3	37.1	84.920
2009	18.8	48.7	60.4	21.8	3.3	1.8	1.3	1.1	1.3	2.5	16.9	35.5	60.447
2010	48.7	62.5	57.5	21.3	7.7	5.1	3.7	2.4	1.9	2.0	5.8	18.1	62.490
2011	46.2	51.2	46.1	44.6	5.6	1.9	1.9	1.5	1.5	1.4	1.9	27.9	51.179
PROM	50.7	68.4	50.5	26.1	4.9	1.8	1.4	1.2	1.3	2.2	6.6	22.1	80.7
STD	28.42	42.47	27.43	21.65	3.09	0.90	0.70	0.44	0.83	1.83	6.44	15.62	34.83
MIN	14.5	4.7	7.4	1.4	0.6	0.6	0.7	0.6	0.6	0.5	1.1	3.5	23.9
MAX	101.1	158.3	112.8	88.3	12.9	5.1	3.7	2.4	4.6	8.7	29.2	69.3	158.3
MEDIANA	48.4	59.6	48.7	21.0	3.9	1.7	1.3	1.1	1.1	1.7	5.7	18.1	75.3

7.2. UBICACIÓN DE LAS ESTACIONES METEOROLÓGICAS SENAMHI-PUNO

Cuadro N° 7-19: Ubicación de las estaciones meteorológicas SENAMHI-PUNO

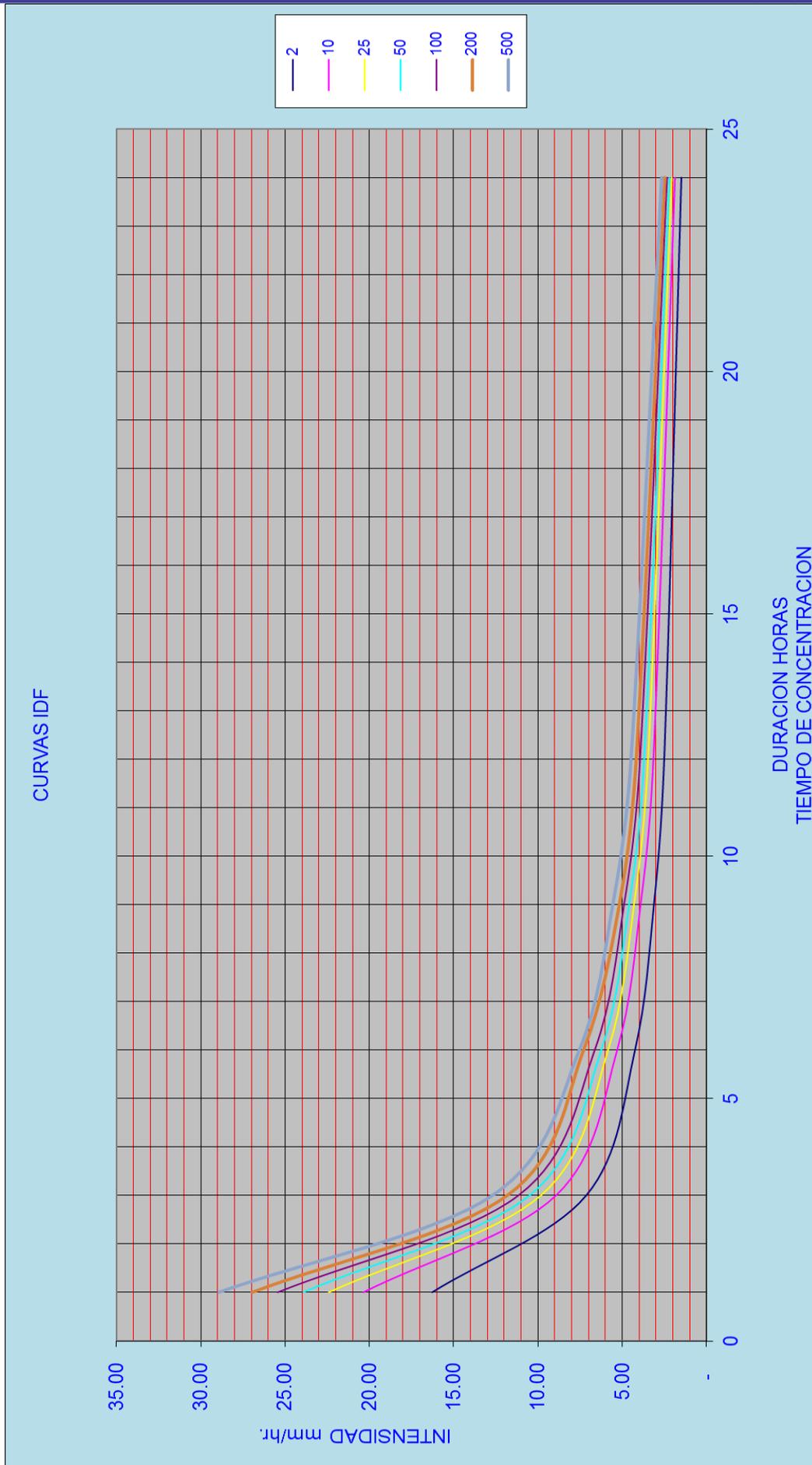
UBICACIÓN GEOGRAFICA DE LAS ESTACIONES DE LA DIRECCION REGIONAL DE PUNO
Red de estaciones del SENAMHI

Nº	CODIGO	ESTACION	CAT.	SISTEMA HIDROGRAFICO	CUENCA	DEPARTAMENTO	PROVINCIA	DISTRITO	LATITUD	LONGITUD	ALTITUD m.s.n.m	Fecha de Inicio
1	120764	Chuquibambilla	CP	Titicaca	Ramis	Puno	Melgar	Umachiri	14 47 52	70 42 56.5	3971	1931
2	120708	Puno	CP	Titicaca	Titicaca	Puno	Puno	Puno	15 49 34.5	70 0 43.5	3820	1963
3	157419	Ananea	CO	Titicaca	Ramis	Puno	San Ant. Putina	Ananea	14 40 42.4	69 32 3.3	4660	may-05
4	110783	Arapa	CO	Titicaca	Ramis	Puno	Azangaro	Arapa	15 8 10.5	70 7 5.6	3830	1964
5	110776	Ayaviri	CO	Titicaca	Ramis	Puno	Melgar	Ayaviri	14 52 21.6	70 35 34.4	3928	1965
6	110781	Azangaro	CO	Titicaca	Ramis	Puno	Azangaro	Azangaro	14 54 51.7	70 11 26.7	3863	1963
7	110780	Cabanillas	CO	Titicaca	Cabanillas	Puno	San Roman	Cabanillas	15 38 21.0	70 20 47.7	3919	1963
8	110788	Capachica	CO	Titicaca	Cabanillas	Puno	Puno	Capachica	15 36 56.0	69 50 38.4	3933	1957
9	158326	Capazo	CO	Titicaca	llave	Puno	Chucuito	Capazo	17 11 15.8	69 44 7.8	4530	1953
10	157421	Cojata	CO	Titicaca	Interc.Titicaca	Puno	Huancane	Cojata	15 1 31.5	69 21 49.3	4380	1962
11	157415	Crucero	CO	Titicaca	Ramis	Puno	Carabaya	Crucero	14 21 44.4	70 1 24.7	4130	oct-70
12	110883	Desaguadero	CO	Titicaca	Callacame	Puno	Chucuito	Desaguadero	16 34 6.06	69 2 24.4	3860	1956
13	110786	Huancane	CO	Titicaca	Ramis	Puno	Huancane	Huancane	15 12 5.4	69 45 12.8	3890	1964
14	110787	Huaraya-Moho	CO	Titicaca	Ramis	Puno	Moho	Moho	15 23 17.8	69 29 3.04	3890	1956
15	158310	Ichuña	CO	Titicaca	Tambo	Moquegua	Sanchez Cerro	Ichuña	16 7 57.4	70 33 7.5	3800	1966
16	110879	llave	CO	Titicaca	llave	Puno	El Collao	llave	16 5 17.7	69 38 42	3880	1964
17	110819	lllpa	CO	Titicaca	lllpa	Puno	Puno	Atuncolla	15 41 14.5	70 5 11.8	3820	1991
18	110822	Isla Suana	CO	Titicaca	llave	Puno	Yunguyo	Anapia	16 19 48.8	69 51 3.4	3830	1990
19	110817	Isla Soto	CO	Titicaca	Ramis	Puno	Moho	Conima	15 33 44.2	69 29 19.8	3815	1991
20	110818	Isla Taquile	CO	Titicaca	lllpa	Puno	Puno	Amantani	15 46 13.7	69 41 27.6	3850	1991
21	110880	Juli	CO	Titicaca	llave	Puno	Chucuito	Juli	16 12 13.6	69 27 35.7	3812	1956
22	140704	Juliac	CO	Titicaca	Cabanillas	Puno	San Roman	Juliac	15 26 39.0	70 12 28.2	3826	ago-01
23	110763	Lagunillas	CO	Titicaca	Cabanillas	Puno	Lampa	Santa Lucia	15 42 2.1	70 36 32.4	3970	1962
24	110779	Lampa	CO	Titicaca	Cabanillas	Puno	Lampa	Lampa	15 21 39.9	70 22 26.7	3892	1964
25	120316	Laraqueri	CO	Titicaca	lllpa	Puno	Pichacani	Laraqueri	16 9 16.9	70 3 59.7	3900	1956
26	157417	Limbani	CO	Madre de Dios	Inambari	Puno	Sandi	Limbani	14 9 13.5	69 42 20.2	3320	1964
27	110761	Llally	CO	Titicaca	Ramis	Puno	Melgar	Llally	14 56 11.5	70 53 9.4	3980	01/08/1993
28	160782	Los Uros	CO	Titicaca	Interc.Titicaca	Puno	Puno	Puno	15 48 57.5	69 56 9.7	3908	may-05
29	110777	Macusani	CO	Madre de Dios	Inambari	Puno	Carabaya	Macusani	14 4 5.5	70 25 25.6	4341	1964
30	110820	Mañazo	CO	Titicaca	lllpa	Puno	Puno	Mañazo	14 48 0.2	70 3 59.7	3920	1993
31	110878	Mazo Cruz	CO	Titicaca	llave	Puno	El Collao	Mazo Cruz	16 44 24.4	69 42 21.9	4100	1964
32	110785	Muñani	CO	Titicaca	Ramis	Puno	Azangaro	Muñani	14 46 1.0	69 57 6.5	3948	1965
33	110695	Ollahecha	CO	Madre de Dios	Inambari	Puno	Carabaya	Ollahecha	13 48 14.0	70 29 49.7	2850	1964
34	110762	Pampahuta	CO	Titicaca	Cabanillas	Puno	Lampa	Paratia	15 29 1.4	70 40 33.6	4400	1961
35	110881	Pizacoma	CO	Titicaca	Maure Chico	Puno	Chucuito	Pizacoma	16 54 25.3	69 22 6.8	4080	1991
36	110778	Progreso	CO	Titicaca	Ramis	Puno	Azangaro	Asillo	14 41 21.1	70 21 55.8	3970	1964
37	110815	Pucara	CO	Titicaca	Ramis	Puno	Lampa	Pucara	15 2 19.2	70 20 56.9	3910	1963
38	157414	Putina	CO	Titicaca	Ramis	Puno	S.A.Putina	Putina	14 55 15.5	69 52 3.8	3878	1959
39	110821	Rincón de la Cruz	CO	Titicaca	llave	Puno	Puno	Acora	15 59 26.1	69 48 39	3935	1985
40	156401	San Gabán	CO	Madre de Dios	Inambari	Puno	Carabaya	San Gaban	13 26 25.9	70 24 16.7	820	1964
41	110823	Santa Rosa	CO	Titicaca	Ramis	Puno	Melgar	Santa Rosa	14 37 35.5	70 47 11.5	3966	1956
42	110882	Tahuaco Yunguyo	CO	Titicaca	Maure Chico	Puno	Yunguyo	Yunguyo	16 18 28.2	69 4 29	3890	1964
43	110790	Tambopata	CO	Madre de Dios	Tambopata	Puno	Sandia	S.J.Loro	14 13 29.7	69 9 43.5	1320	1964
44	110816	Taraco	CO	Titicaca	Ramis	Puno	Huancane	Taraco	15 10 10.5	69 58 11.6	3820	1963
45	157418	Cuyo Cuyo	CO	Madre de Dios	Inambari	Puno	Sandia	Cuyo Cuyo	14 27 59.1	69 32 17.8	3499	1963
46	158329	Chilligua	PLU	Titicaca	llave	Puno	El Collao	Conduriri	16 22 25.4	69 40 11.5	4100	1963
47	157753	Ramis	PLU	Titicaca	Ramis	Puno	Huancane	Huancane	15 15 19.6	69 52 25.7	3850	1956
48	S/C	Otorongo	PLU	Titicaca		Puno	Carabaya	San Gaban	13 13 46.0	70 28 41	279	jun-02
49	S/C	Ccamacani	PLU	Titicaca	Titicaca	Puno	Puno	Puno				ene-00
50	260501	Limbani	HLM	Madre de Dios	Inambari	Puno	Sandia	Limbani	14 9 13.5	69 42 20.2	3320	ene-00
51	210103	Pte. Ayaviri	HLG	Titicaca	Ramis	Puno	Melgar	Ayaviri	14 53 35.1	70 35 9.9	3900	1964
52	210102	Pte.Car. Azangaro	HLG	Titicaca	Ramis	Puno	Azangaro	Azangaro	15 55 11.1	70 11 21.7	3860	1994
53	210502	Pte. Yoroco Callacane	HLG	Titicaca	Callacame	Puno	Chucuito	Huacullani	16 34 15.5	69 19 21.3	3951	1994
54	210106	Pte.Isla Cabanillas	HLM	Titicaca	Cabanillas	Puno	San Román	Juliac	15 28 19.6	70 13 27.7	3850	1964
55	210505	Pte. Int. Desaguadero	HLG	Titicaca	Callacame	Puno	Chucuito	Desaguadero	16 33 49.8	69 2 14.4	3820	1990
56	210201	Pte. Carr Huancané	HLG	Titicaca	Ramis	Puno	Huancane	Huancane	15 12 59.3	69 47 33.3	3860	1956
57	210301	Pte. Car llave	HLG	Titicaca	llave	Puno	El Collao	llave	16 5 17.7	69 37 33.3	3850	1957
58	210405	Pte. Moyocache Lampa	HLM	Titicaca	Cabanillas	Puno	Lampa	Lampa	15 26 37.9	70 12 32.5	3858	
59		Pte. Coata Unocolla	HLG	Titicaca	Cabanillas	Puno	San Roman	Juliac	15 27 3.1	70 11 28.8	3835	1970
60	210101	Pte. Ramis	HLG	Titicaca	Ramis	Puno	Huancane	Huancane	15 15 19.6	69 52 25.7	3850	1956
61	210801	Pte. Zapatilla	HLM	Titicaca	llave	Puno	El Collao	llave	16 8 25.4	69 34 15.4	3840	1987
62	210403	Rio Verde	HLG	Titicaca	lllpa	Puno	Lampa	Santa Lucia	15 33 42.2	70 42 42.9	4250	1990
63	S/C	Pte. Pucara	H.	Titicaca	Ramis	Puno	Lampa	Pucara	15 2	70 20	3910	ago-98
64	S/C	Pte. Putina	H.	Titicaca	Ramis	Puno	S.A.Putina	Putina	14 4	70 51	3878	ago-98
65	S/C	Enafer	Lago	Titicaca	Titicaca	Puno	Puno	Puno	15 50 1.0	70 1 1	3808	1920

7.4. DETERMINACION DE CAUDALES MAXIMOS METODOS EMPIRICOS

		TIEMPO DE CONCENTRACION				
		Tc=	5.19	Tc= TIEMPO DE CONCENTRACION(hora)		
$Tc=0.0195((L^3)/H)^{0.385}$		Tc=	311.60	Tc= TIEMPO DE CONCENTRACION(min)		
		L=	37670	L=LONGITUD RECORRIDO MAX(m)		
		H=	645.12	H=DIFERENCIA DE ELEVACION ENTRE CAUCE PRINCIPAL(m)		
		CAUDAL MAXIMO				
			1.71%			
		Q=CIA/360	Q= 393.8225	Q= CAUDAL MAXIMO m3/seg		
	0.1	C=	0.40	C=COEFICIENTE DE ESCORRENTIA		
		I=	4.75	I=INTENSIDAD mm/hora PARA PERIODO DE RETORNO		
		A=	74619	A=AREA DE LA CUENCA Has		
		A=	746.19	A=AREA DE LA CUENCA Has		
		CAUDAL MAXIMO (m3/seg)				
		TR AÑOS	INTENSIDAD	RACIONAL	MAC MATH	HU
		2 AÑOS	4.75	98.46	60.65	63.71
		10 AÑOS	5.85	121.26	74.69	118.05
		25 AÑOS	6.6	136.80	84.27	140.82
		50 AÑOS	6.95	144.06	88.73	159.12
		100 AÑOS	7.4	153.38	94.48	192.86
		200 AÑOS	7.98	165.41	101.89	228.85
		500 AÑOS	8.35	173.07	106.61	281.67

CUADRO PARA DETERMINAR DE LA CURVA IDF							
DURACION (HORAS)	TIEMPO DE RETORNO (AÑOS)						
	2	10	25	50	100	200	500
1	16.28	20.36	22.41	23.93	25.44	26.95	28.93
3	7.14	8.93	9.83	10.50	11.16	11.82	12.70
6	4.25	5.31	5.85	6.25	6.64	7.30	7.55
9	3.13	3.92	4.31	4.60	4.90	5.18	5.57
12	2.52	3.16	3.48	3.71	3.95	4.18	4.49
24	1.50	1.88	2.07	2.21	2.35	2.48	2.67



7.4.1. DETERMINACION DE CAUDALES MAXIMOS METODOS HIDROGRAMA UNITARIO.

CAUDAL MAXIMO HIDROGRAMA UNITARIO RIO VERDE								
DATOS A INGRESAR CAUDAL MÁXIMO HIDROGRAMA UNITARIO								
PRECIPITACION MAXIMA PONDERADA			AJUSTE DE GUMBEL PARA PREC. MAXIMAS					
NRO	AÑOS	PREC. MAX	m	Xi	(n+1)/m	Xi - X	(Xi - X)^2	
1	1992	36.60	1	49.90	21.00	12.85	165.12	
2	1993	36.30	2	47.90	10.50	10.85	117.72	
3	1994	37.30	3	43.30	7.00	6.25	39.06	
4	1995	25.40	4	42.30	5.25	5.25	27.56	
5	1996	39.80	5	40.00	4.20	2.95	8.70	
6	1997	42.30	6	39.80	3.50	2.75	7.56	
7	1998	38.00	7	38.60	3.00	1.55	2.40	
8	1999	38.60	8	38.60	2.63	1.55	2.40	
9	2000	34.40	9	38.00	2.33	0.95	0.90	
10	2001	49.90	10	37.30	2.10	0.25	0.06	
11	2002	47.90	11	36.60	1.91	-0.45	0.20	
12	2003	36.40	12	36.40	1.75	-0.65	0.42	
13	2004	40.00	13	36.30	1.62	-0.75	0.56	
14	2005	43.30	14	34.40	1.50	-2.65	7.02	
15	2006	33.10	15	33.10	1.40	-3.95	15.60	
16	2007	33.00	16	33.00	1.31	-4.05	16.40	
17	2008	38.60	17	32.70	1.24	-4.35	18.92	
18	2009	26.30	18	31.10	1.17	-5.95	35.40	
19	2010	32.70	19	26.30	1.11	-10.75	115.56	
20	2011	31.10	20	25.40	1.05	-11.65	135.72	
PROMEDIO		37.05	SUMATORIA			0.00	717.33	
DESV. ESTAND.		6.14	DESV. EST.				6.14	

CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS CAUDAL MÁXIMO HIDROGRAMA UNITARIO

ENTONCES PARA DETERMINAR EL VALOR MAXIMO DE PRECIPITACION:

Tr AÑOS	DSx/DSn =	Yn	Y	MAX (mm)
2	5.371	0.5442	1.500	42.184
10	5.371	0.5442	2.970	50.079
25	5.371	0.5442	3.500	52.926
50	5.371	0.5442	3.902	55.085
100	5.371	0.5442	4.600	58.834
200	5.371	0.5442	5.296	62.572
500	5.371	0.5442	6.250	67.696

INTENSIDAD PARA 2 HORAS Y 6 HORAS, PERIODO DE RETORNO EN AÑOS

Tr AÑOS	INTENSIDAD DE DURACION (mm)	
	2 HORAS	6 HORAS
2	16.87	25.31
10	20.03	30.05
25	21.17	31.76
50	22.03	33.05
100	23.53	35.30
200	25.03	37.54
500	27.08	40.62

TIEMPO DE CONCENTRACION

AREA CUENCA (A) Km² = 746.19

ALTURA MEDIA (H) msnm = 1350

Long. Cauce Principal (L) Km. = 37.67

Tc =

3.91

$Tc = 0.195((L * 1000)^{(3/2)} * H^{(-1/2)})^{0.77} / 600$
METODO SOIL CONSERVATION SERVICE SCS

GASTO UNITARIO EN FUNCION DEL TIEMPO DE CONCENTRACION

Nro. Curva Escurrimiento N

79

Varia según las características de la cuenca

CALCULO DE PRECIPITACION EN EXCESO (He)

TR AÑOS	PREC. EXCESO He (mm)	
	He 2 HORAS	He 6 HORAS
2	0.160	1.757
10	0.575	3.256
25	0.782	3.884
50	0.957	4.388
100	1.297	5.319
200	1.680	6.312
500	2.272	7.769

Tc = 3.91

Tr = 2.34

Tp = 4.32

TR = 7.22

Tb = 11.54

de = 3.95

ESTIMACION DEL CAUDAL MAXIMO

TR AÑOS	Q MAXIMO (m3/s)	
	2 HORAS	6 HORAS
2	5.81	63.71
10	20.87	118.05
25	28.34	140.82
50	34.69	159.12
100	47.03	192.86
200	60.93	228.85
500	82.39	281.67

HIDROGRAMA UNITARIO ADIMENSIONAL BOCATOMA SANTA LUCIA-CABANILLA-LAMPA

Tp(hrs)	=	4.32
qp(m ³ /sg/mm)	=	192.86

Relación de Tiempos (T/Tp)	Tiempo (horas)	Relación de Descargas (q/q _p)	Descargas(m ³ /s)	Tiempo (horas)	Descargas(m ³ /s)
(a)	(a) *Tp	(c)	(c) *q _p		
0.00	0.00	0.000	0.00	0.00	0
0.10	0.43	0.015	2.89	0.43	19.29
0.20	0.86	0.075	14.46	0.86	38.57
0.30	1.30	0.160	30.86	1.30	57.86
0.40	1.73	0.280	54.00	1.73	77.14
0.50	2.16	0.430	82.93	2.16	96.43
0.60	2.59	0.600	115.72	2.59	115.72
0.70	3.03	0.770	148.50	3.03	135.00
0.80	3.46	0.890	171.65	3.46	154.29
0.90	3.89	0.970	187.07	3.89	173.57
1.00	4.32	1.000	192.86	4.32	192.86
1.10	4.75	0.980	189.00	4.77	180.81
1.20	5.19	0.920	177.43	5.22	168.75
1.30	5.62	0.840	162.00	5.68	156.70
1.40	6.05	0.750	144.65	6.13	144.65
1.50	6.48	0.660	127.29	6.58	132.59
1.60	6.91	0.560	108.00	7.03	120.54
1.70	7.35	0.460	88.72	7.48	108.48
1.80	7.78	0.390	75.22	7.93	96.43
1.90	8.21	0.330	63.64	8.38	84.38
2.00	8.64	0.280	54.00	8.83	72.32
2.20	9.51	0.207	39.92	9.28	60.27
2.40	10.37	0.147	28.35	9.73	48.22
2.60	11.24	0.107	20.64	10.19	36.16
2.80	12.10	0.077	14.85	10.64	24.11
3.00	12.97	0.055	10.61	11.09	12.05
3.20	13.83	0.040	7.71	11.54	0.00
3.40	14.69	0.029	5.59		
3.60	15.56	0.021	4.05		
3.80	16.42	0.015	2.89		
4.00	17.29	0.011	2.12		
4.50	19.45	0.005	0.96		
5.00	21.61	0.000	0.00		

HIDROGRAMA UNITARIO CUENCA DEL RIO VERDE

